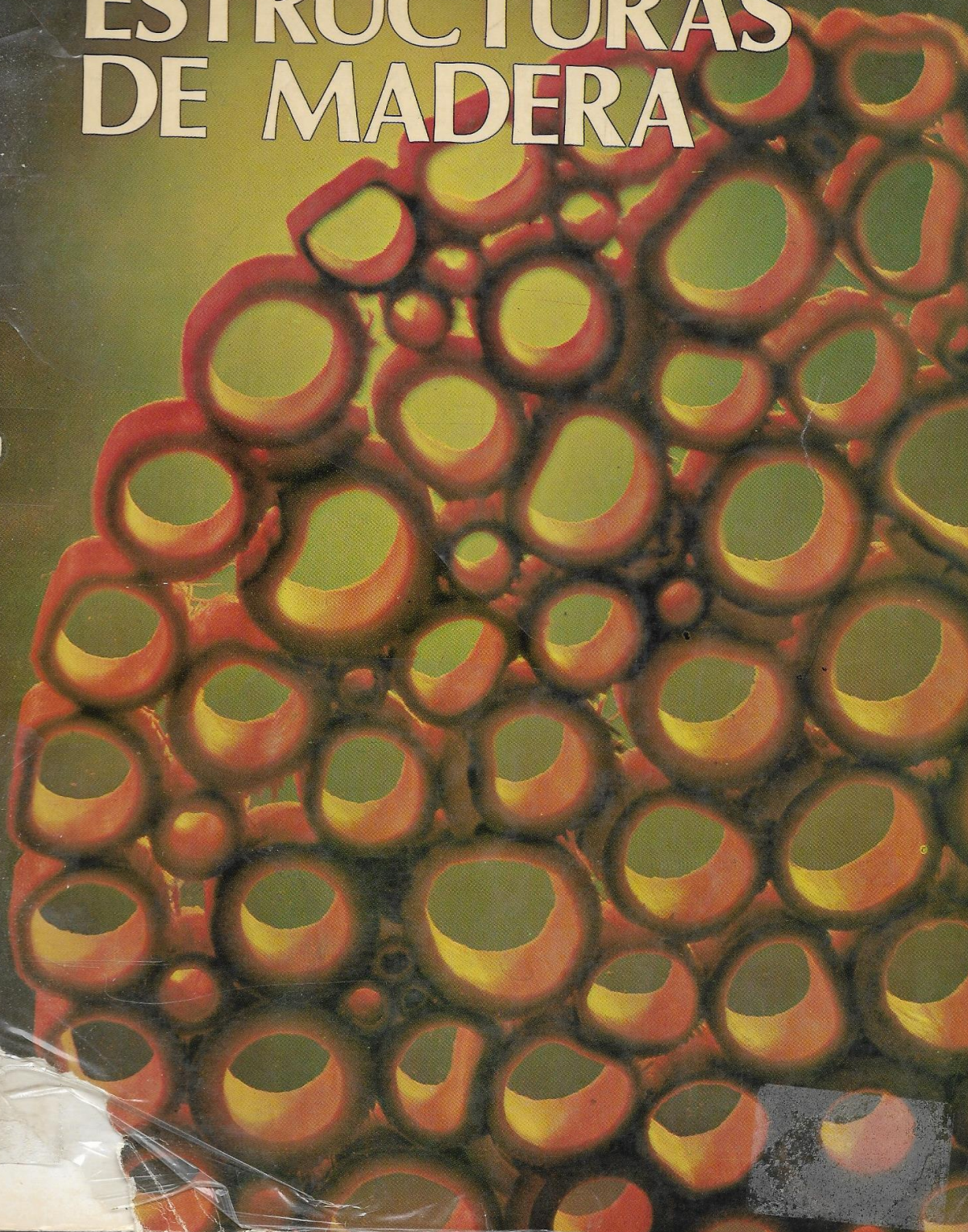


Francisco Robles Fernández – Villegas
Ramón Echenique – Manrique

ESTRUCTURAS DE MADERA



Prohibida su reproducción y/o venta. Este material es exclusivamente para consulta con fines educativos.

**FRANCISCO ROBLES
FERNÁNDEZ – VILLEGAS**

Obtuvo el título de Ingeniero Civil de la Universidad Nacional Autónoma de México, donde impartió cursos y realizó labores de investigación en el campo de las estructuras desde 1957 a 1974. Ese mismo año ingresó en la Universidad Autónoma Metropolitana donde fue Jefe del Departamento de Materiales de 1976 a 1980. De 1961 a 1973 fue Gerente y Director Técnico de Presforzados Mexicanos, S. A. Es miembro del Comité de Reglamentación del American Concrete Institute (ACI - 318) y de las Comisiones de Prefabricación y Sísmica de la Federación Internacional del Presfuerzo. Es autor de diversas publicaciones de usos estructurales de la madera y otros materiales, y co-autor de la obra "Aspectos fundamentales del concreto reforzado".

RAMÓN ECHENIQUE – MANRIQUE

Realizó estudios sobre ciencia y tecnología de la madera en la Universidad de Yale (E. U. A.), donde obtuvo los grados de Maestro en Ciencias y Doctor. Desde 1976 es Jefe del Laboratorio de Ciencia y Tecnología de la Madera (LACITEMA) del Instituto Nacional de Investigaciones sobre Recursos Bióticos (INIREB). De 1967 a 1976 fue investigador en el Instituto de Biología de la Universidad Nacional Autónoma de México. Ha participado en más de 60 publicaciones especializadas sobre las propiedades físicas y mecánicas de la madera y sus aplicaciones estructurales. Fue fundador y es socio activo del Consejo Nacional de la Madera en la Construcción.

2

250

PROPIEDAD
DEL
CONSEJO NACIONAL
DE LA MADERA EN
LA CONSTRUCCION, A.C.
MEXICO, D. F.

ESTRUCTURAS DE MADERA

PROPIEDAD
DEL
CONSEJO NACIONAL
DE LA MADERA EN
LA CONSTRUCCIÓN, A.C.
MEXICO, D.F.

ESTRUCTURAS
DE
MADERA

ESTRUCTURAS DE MADERA

PROPIEDAD
DEL
CONSEJO NACIONAL
DE LA MADERA EN
LA CONSTRUCCION, A. C.
MEXICO, D. F.

Francisco Robles Fernández-Villegas
*Profesor titular de la Universidad
Autónoma Metropolitana, Unidad
Azcapotzalco*

Ramón Echenique-Manrique
*Jefe del Laboratorio de Ciencia y
Tecnología de la Madera. Instituto
Nacional de Investigación sobre
Recursos Bióticos*



EDITORIAL

MEXICO

LIMUSA

ESTRUCTURAS
DE
MADERA

PROPIEDAD
DEL
CONSEJO NACIONAL
DE LA MADERA EN
LA CONSTRUCCIÓN, A.C.
MÉXICO, D.F.

Profesor titular de la Universidad
Autónoma Metropolitana, Unidad
Azcapotzalco
Rector Instituto Tecnológico
de la Secretaría de Ciencia y
Tecnología de la Madera, Instituto
Nacional de Investigación sobre
Recursos Biónicos

Ilustraciones y ejemplos a cargo de

ANSELMO ORTIZ ROBLES

La presentación y disposición en conjunto de
ESTRUCTURAS DE MADERA
son propiedad del editor. Ninguna parte de esta obra
puede ser reproducida o transmitida, mediante ningún sistema
o método, electrónico o mecánico (incluyendo el fotocopiado,
la grabación o cualquier sistema de recuperación y almacenamiento
de información), sin consentimiento por escrito del editor.

Todos los derechos reservados:

© 1983, EDITORIAL LIMUSA, S.A.
Balderas 95, Primer piso, 06040 México, D.F.

Miembro de la Cámara Nacional de la
Industria Editorial. Registro No. 121

Primera preedición: 1983
Impreso en México
(2860)

ISBN 968-18-1510-6

PREFACIO

**PROPIEDAD
DEL
CONSEJO NACIONAL
DE LA MADERA EN
LA CONSTRUCCION, A.C.
MEXICO, D.F.**

En muchos de los países de América Latina, la madera ocupa un lugar notablemente modesto entre los materiales empleados en la construcción a pesar de que, en muchos casos, se cuenta con recursos forestales relativamente abundantes. Entre otras causas, se debe esto al desconocimiento de las propiedades de las maderas disponibles y de la forma de aprovechar estas maderas estructuralmente así como a la escasez de profesionistas y técnicos debidamente capacitados. Por otra parte es exigua la literatura técnica en español sobre los usos estructurales de la madera que responda a los problemas particulares de los países latino-americanos.

Estas circunstancias motivaron a los autores a escribir el presente texto. Se pretende exponer los aspectos fundamentales de las propiedades de la madera y del comportamiento y dimensionamiento de los elementos estructurales básicos construidos con este material, incluyendo algunas nociones sobre la madera laminada-encolada y la madera contrachapada. Se trata también el dimensionamiento de uniones con los medios de unión más comunes. Además se presentan algunas consideraciones generales sobre diversas aplicaciones estructurales de la madera en México con énfasis en la construcción de viviendas, la aplicación que quizás tenga el mayor interés potencial.

El texto tiene carácter introductorio. Es asequible para cualquiera con conocimientos básicos de estática y resistencia (o mecánica) de materiales. Puede emplearse como complemento de los cursos de diseño estructural que se imparten en las carreras de ingeniería civil y arquitectura. Los arquitectos e ingenieros, en ejercicio de su profesión, sin experiencia previa en el diseño de estructuras de madera, que deseen familiarizarse con este campo lo encontrarán de utilidad como una primera orientación. El texto no debe utilizarse como un manual. Sin embargo, se han incluido abundantes referencias de utilidad para cualquiera que desee profundizar en determinado tema.

El dimensionamiento, tanto de elementos estructurales como de las uniones entre ellos, se ha ilustrado con ejemplos comentados. En el desarrollo de estos ejemplos se ha dado énfasis a los aspectos fundamentales. Como fuente de valores razonables para los ejemplos se ha utilizado las normas Técnicas complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Madera del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.* Se recurrió a estas Normas por ser relativamente sencillas y por ser una de las normas oficiales de mayor importancia en el país. Sin embargo, dado el carácter fundamental tanto del texto como de los ejemplos el lector interesado en aplicar otras normas puede hacerlo fácilmente haciendo algunas transformaciones sencillas.

La elaboración de este libro ha sido posible gracias al apoyo y estímulo de muchas personas e instituciones. Se mencionan aquí sólo algunas de ellas. La Universidad Autónoma Metropolitana (Azcapotzalco) y el Laboratorio de Ciencia y Tecnología de la Madera del Instituto Nacional de Investigación sobre

*Diseño y construcción de estructuras de madera, Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, Instituto de Ingeniería, Universidad Autónoma de México, México, D.F., 1977.

Recursos Bióticos permitieron que los autores dedicaran gran parte de su tiempo en estas instituciones a la redacción del texto. Uno de los autores pasó su año sabático en la Timber Research and Development Association (TRADA) de Inglaterra, donde tuvo acceso a la amplia biblioteca de esta institución y oportunidad para múltiples y provechosos intercambios con los investigadores de la misma relacionados con los temas tratados en el libro. La estancia en TRADA fue posible gracias a la amabilidad del director de la misma J. G. Sunley, que dio toda clase de facilidades durante ella, y al apoyo económico recibido de la Asociación Nacional de Universidades e Institutos de Enseñanza Superior (ANUIES).

Entre el personal de TRADA con el que se tuvo contacto debe mencionarse en primer lugar a C. J. Mettem, que dedicó largas horas a comentar con los autores diversos aspectos del uso de la madera en estructuras. Otros investigadores de TRADA con los que se tuvieron contactos útiles fueron H. J. Burgess, V. C. Johnson, T. Qayyum, I. Smith, G. Hall, M. Sawyer, C. Long y R. Herman. Se agradecen también las diversas contribuciones debidas a O. M. González Cuevas, J. de la Cera y F. Hach, de la Universidad Autónoma Metropolitana, a R. Dávalos, del Laboratorio de Ciencia y Tecnología del Instituto Nacional de Investigación sobre Recursos Bióticos y a F. Martínez de Hoyos. Por último los autores desean expresar su reconocimiento a las Srtas. Aurora Hernández e Inés Mendoza que mecanografiaron el texto, por las horas que invirtieron en descifrar la detestable letra del manuscrito.

Con seguridad tanto el texto mismo como los ejemplos contendrán errores involuntarios. Se agradecerán las observaciones al respecto que deseen hacer los lectores con el fin de tenerlas presentes en una posible edición futura.

F. Robles F.-V.
R. Echenique-Manrique

Contenido

- 1 Introducción 9
- 2 Recursos forestales de México 13
 - 2.1 Introducción, 13; 2.2 Los bosques mexicanos, 13; 2.3 Productividad, 15; 2.4 Perspectivas futuras, 16
- 3 La madera en la historia 19
 - 3.1 Los primeros tiempos, 19; 3.2 México prehispánico, 26; 3.3 La época clásica, 27; 3.4 La Edad Media, 30; 3.5 El norte de Europa, 33; 3.6 El Renacimiento, 36; 3.7 Del Renacimiento a la época moderna, 37; 3.8 La evolución de los puentes de madera, 43
- 4 Aplicaciones estructurales de la madera en México 53
 - 4.1 Consideraciones generales, 53; 4.2 Madera rolliza, 54; 4.3 Madera labrada, 55; 4.4 Madera aserrada, 55; 4.5 Tableros, 58; 4.6 Madera laminada encolada, 62
- 5 Propiedades de la madera 65
 - 5.1 Desarrollo, composición y estructura de la madera, 65; 5.2 Propiedades físicas, 70; 5.3 Propiedades mecánicas, 79; 5.4 Propiedades de algunas maderas mexicanas, 95
- 6 Tratamiento y conservación de la madera 99
 - 6.1 Introducción, 99; 6.2 Intemperismo, 99; 6.3 Organismos, 100; 6.4 Preservación de la madera, 103; 6.5 Secado de la madera, 105; 6.6 Protección contra el fuego, 112;
- 7 Elementos de unión 117
 - 7.1 Introducción, 117; 7.2 Aspectos generales del comportamiento de elementos de unión, 117; 7.3 Clavos y grapas, 118; 7.4 Tornillos para madera y pijas, 126; 7.5 Pernos, 129; 7.6 Placas, 135; 7.7 Conectores, 135; 7.8 Accesorios metálicos diversos, 139; 7.9 Pegamentos, 139
- 8 Enfoques de diseño; normas y reglamentos 143
 - 8.1 Introducción, 143; 8.2 Determinación de esfuerzos permisibles, 146; 8.3 Esfuerzos permisibles según las normas técnicas complementarias para madera del reglamento de construcciones para el Distrito Federal (8.2), 153; 8.4 Clasificación de la madera, 155; 8.5 Diversos reglamentos aplicados en México, 159
- 9 Dimensionamiento de miembros estructurales de madera 163
 - 9.1 Introducción, 163; 9.2 Miembros en tensión, 163; 9.3 Miembros en compresión, 166; 9.4 Miembros sometidos a cargas transversales (vigas), 180; 9.5 Miembros bajo flexotensión paralela a las fibras, 218; 9.6 Miembros bajo flexocompresión paralela a las fibras, 221
- 10 Usos estructurales de la madera contrachapada (triplay) 231
 - 10.1 Consideraciones generales, 231; 10.2 Propiedades de la madera contrachapada, 231; 10.3 Esfuerzos permisibles y módulos de elasticidad, 232; 10.4 Diafragmas, 235; 10.5 Aplicaciones diversas, 240.

- 11 Usos estructurales de la madera laminada encolada **253**
 11.1 Consideraciones generales, 253; 11.2 Fabricación de miembros de madera laminada encolada, 253; 11.3 Factores que influyen en la resistencia y la rigidez, 256; 11.4 Esfuerzos permisibles, 258; 11.5 Dimensionamiento, 259; 11.6 Tipos y aplicaciones, 260
- 12 Uniones **265**
 12.1 Introducción, 265; 12.2 Uniones con clavos, 265; 12.3 Uniones con pernos, 278; 12.4 Detalles de unión típicos, 301
- 13 Armaduras **313**
 13.1 Consideraciones generales, 313; 13.2 Tipos y características generales, 313; 13.3 Diseño, 324
- 14 La vivienda de madera **333**
 14.1 Introducción, 333; 14.2 Características de la vivienda de madera, 333; 14.3 Sistemas estructurales, 334; 14.4 Aspectos estructurales particulares, 332; 14.5 Métodos de producción, 358; 14.6 La vivienda de interés social y la autoconstrucción, 360; 14.7 Perspectivas de la vivienda de madera en México, 361

1	Introducción	1
2	Reservas forestales de México	13
3	2.1 Introducción, 13; 2.2 Los bosques mexicanos, 13; 2.3 Productividad, 13; 2.4 Perspectivas futuras, 16	13
4	La madera en la historia	19
5	4.1 Los primeros tiempos, 19; 4.2 México prehispánico, 19; 4.3 La época clásica, 27; 4.4 La Edad Media, 30; 4.5 El norte de Europa, 31; 4.6 El Renacimiento, 36; 4.7 Del Renacimiento a la época moderna, 37; 4.8 La evolución de los puentes de madera, 43	19
6	6.1 Consideraciones generales, 53; 6.2 Madera rotta, 54; 6.3 Madera labrada, 55; 6.4 Madera aserrada, 55; 6.5 Tablones, 56; 6.6 Madera laminada encolada, 62	53
7	7.1 Descripción, composición y estructura de la madera, 65; 7.2 Propiedades físicas, 70; 7.3 Propiedades mecánicas, 79; 7.4 Propiedades de algunas maderas mexicanas, 92	65
8	8.1 Tratamiento y conservación de la madera, 92	92
9	9.1 Introducción, 99; 9.2 Intemperismo, 99; 9.3 Organismos, 100; 9.4 Protección de la madera, 103; 9.5 Secado de la madera, 103; 9.6 Protección contra el fuego, 112	99
10	10.1 Elementos de unión, 117	117
11	11.1 Introducción, 117; 11.2 Aspectos generales del comportamiento de elementos de unión, 117; 11.3 Clavos y grapas, 118; 11.4 Tornillos para madera y pijas, 126; 11.5 Pernos, 129; 11.6 Placas, 133; 11.7 Conectores, 133; 11.8 Accesorios metálicos diversos, 139; 11.9 Pegamentos, 139	117
12	12.1 Introducción, 143; 12.2 Determinación de esfuerzos permisibles, 146; 12.3 Esfuerzos permisibles según las normas técnicas complementarias para madera del reglamento de construcciones para el Distrito Federal (8.2), 153; 12.4 Clasificación de la madera, 153; 12.5 Diversos reglamentos aplicados en México, 159	143
13	13.1 Dimensionamiento de miembros estructurales de madera, 163	163
14	14.1 Introducción, 163; 14.2 Miembros en tensión, 163; 14.3 Miembros en compresión, 166; 14.4 Miembros sometidos a cargas transversales (vigas), 180; 14.5 Miembros bajo flexotensión parcial a las fibras, 183; 14.6 Miembros bajo flexocompresión parcial a las fibras, 221	163
15	15.1 Usos estructurales de la madera contrachapada (tripla), 231	231
16	16.1 Consideraciones generales, 231; 16.2 Propiedades de la madera contrachapada, 231; 16.3 Esfuerzos permisibles y módulos de elasticidad, 232; 16.4 Distintos, 232; 16.5 Aplicaciones diversas, 240	231

1. Introducción

La madera es el único material vivo que se emplea en la construcción y, como todo lo que proporciona la vida, es algo menos rígido que los otros. El atractivo que tiene la madera procede, en gran parte, de sus cualidades vitales.

EDUARDO TORROJA (1.1)

La madera fue probablemente el primer material usado para fines estructurales por el hombre y, a través de los siglos, ha seguido desempeñando un papel importante en la construcción de obras de todo tipo. En la actualidad se observa un interés creciente por este material, que obedece en gran parte a su naturaleza viva. En efecto, la madera puede reproducirse y cosecharse; es el único recurso natural renovable dotado de buenas propiedades estructurales. En esta época en que nos preocupan, por una parte, la crisis de energéticos y de minerales y, por otra, la progresiva contaminación ambiental, es evidente el interés de un material como la madera, cuya transformación en material de construcción implica menor consumo de energía y menor contaminación del aire y del agua que los que caracterizan a la fabricación del acero, el cemento, el aluminio, los ladrillos y los plásticos. Según la referencia 1.3 la madera es el material de construcción que menos consumo de energía requiere para su conversión de producto natural en producto terminado útil para fines constructivos. Así por ejemplo, según esta referencia la energía que hace falta para procesar la unidad de peso de madera es aproximadamente seis veces inferior a la necesaria para la unidad de peso de acero estructural. Debido a la ligereza de la madera, se ahorran energéticos no sólo en los procesos de elaboración, sino también en el transporte. (Es necesario mencionar que la madera misma puede ser una fuente de energía, lo que pudiera inhibir su uso como material estructural en caso de que la crisis de energéticos se agudizara.)

Por otra parte, contribuye al interés de la madera como material estructural el que la fabricación de productos derivados de la madera puede dar origen a multitud de industrias que podrían constituir una importante fuente de ingresos para la población rural. Además, las plantas pueden ser relativamente pequeñas sin menoscabo de su eficiencia y sin que se requieran inversiones importantes.

La naturaleza viva de la madera se refleja en lo complejo de su estructura. Tanto sus cualidades como sus limitaciones se derivan de esta estructura. En las palabras de Torroja (1.1): "Las fibras son la característica constitutiva esencial de la madera. La fibra le da su belleza, su expresión resistente, su estructura vital". La estructura fibrosa de la madera es el origen de sus características anisótropas, que constituyen un inconveniente desde el punto de vista de su uso como material estructural. La madera es resistente a los esfuerzos normales paralelos a las fibras, pero es débil ante estas acciones en el sentido perpendicular a ellas. También es baja la resistencia de la madera a esfuerzos cortantes paralelos a las fibras. Por otra parte, es en las fibras donde reside el atractivo estético de las variadas texturas de la madera.

Desde el punto de vista estructural la madera tiene indudables ventajas. Una de las más importantes es su ligereza: es uno de los materiales que puede desarrollar una mayor fuerza de tensión o compresión por unidad de peso. Consecuentemente su comportamiento en flexión es también adecuado. En estos aspectos, en muchas circunstancias compite favorablemente con el concreto y el acero.

En cuanto a los aspectos constructivos, cabe señalar que la madera es un material relativamente fácil de trabajar con herramientas sencillas, lo que hace posible el logro de una gran diversidad de secciones y formas. Su ligereza implica costos de transporte y montaje bajos, lo que es significativo cuando se trata

PROPIEDAD
DEL
CONSEJO NACIONAL
DE LA MADERA EN
LA CONSTRUCCIÓN, A.C.
MEXICO, D.F.

de sistemas de construcción a base de prefabricación. Compárese por ejemplo, el costo del transporte y del montaje en sistemas de prefabricación a base de elementos precolados de concreto.

Otras ventajas de la madera son su gran capacidad para absorber energía y resistir impactos, lo que hace que resulte particularmente apropiada para estructuras como las de los muelles, su alta resistencia a la fatiga, sus características como aislante tanto térmico como acústico, y la facilidad con que su superficie puede pintarse. Además la madera es un material biodegradable, que no presenta los problemas de la eliminación de los productos de demolición propios de las estructuras de concreto.

Deben mencionarse también algunos inconvenientes de la madera como material estructural. Uno es la forma en que la madera se encuentra en la naturaleza: en piezas rectas, de longitud mayor que sus dimensiones transversales. Tanto el tamaño como la forma imponen restricciones a las escuadrías posibles. Desventajas adicionales de la madera son su tendencia a las variaciones volumétricas con los cambios de humedad del ambiente, el aumento progresivo con el tiempo de las deformaciones bajo carga permanente, la dificultad de realizar uniones adecuadas, el peligro de pudrición bajo la acción de determinados organismos vivos, y el peligro de incendio.

La tecnología moderna ha permitido contrarrestar algunos de estos inconvenientes en cierto grado. Así, las técnicas de la madera laminada y del triplay o madera contrachapada descritas en los capítulos 10 y 11 han hecho posible la creación de elementos estructurales de formas y dimensiones que anteriormente no eran factibles, uniendo piezas pequeñas o láminas por medio de pegamentos. En el capítulo 6 se describen los diversos medios disponibles para proteger la madera contra los agentes que propician la pudrición. Gracias al desarrollo de una gran variedad de conectores, algunos de los cuales se mencionan en el capítulo 7, se han podido resolver algunos de los problemas relativos a las uniones entre elementos de madera. El comportamiento de las estructuras de madera ante los incendios es con frecuencia motivo de preocupación. Sin embargo, como se indica en el capítulo 6, es comparable al de otros materiales, cuando no es incluso más favorable. La resistencia al fuego puede mejorarse en cierto grado por medio de tratamientos especiales. Preocupa también la durabilidad de la madera. Sin embargo, el hecho es que, bajo condiciones adecuadas la duración de las estructuras de madera puede ser muy superior a lo que suele aceptarse como vida útil de un edificio. (Para muchos fines es común considerar una vida útil de 50 años.) Así perduran en Europa muchos ejemplos de techos y otras estructuras que datan del medioevo. Un ejemplo notable es el de las estructuras de madera de ciprés del Templo Horyuji (Japón), fundado en el año 607 d. de J. C., que todavía se conservan en buen estado. En las ruinas mayas de Yucatán no es raro encontrar elementos de chicozapote que aun cumplen con su función estructural.

La madera, pues, no obstante sus inconvenientes, es un material de indudable interés, por su versatilidad estructural, su atractivo estético, su costo aceptable, su característica de ser un material renovable y el bajo consumo de energéticos requeridos para convertir el producto natural en elementos estructurales. Este interés por las aplicaciones estructurales de la madera ha existido desde los tiempos más remotos, como puede apreciarse en la breve reseña histórica presentada en el capítulo 3. Baste por el momento mencionar algunas de las aplicaciones más importantes.

Probablemente el máximo consumo de madera para fines estructurales ha correspondido a la vivienda y aún hoy en muchos países sigue siendo el material preferido para la construcción de habitaciones. Sin embargo, el uso de la madera no ha estado limitado a edificios de dimensiones relativamente reducidas como son las viviendas. Se ha empleado también con éxito en la construcción de techos de claros considerables para iglesias, edificios industriales y lugares de reunión. Los primeros puentes indudablemente fueron de troncos de árboles y todavía se construyen puentes provisionales, e incluso algunos permanentes, con madera, cuando los claros no son muy grandes. Es frecuente el uso de la madera en muelles y otras estructuras portuarias. La madera ha desempeñado siempre un papel importante en diversas estructuras auxiliares de la construcción tales como andamios, cimbras y obras falsas. Aunque en la actualidad se tiende a preferir los pilotes de concreto para cimentar estructuras en terreno de baja resistencia, en algunas circunstancias todavía se recurre a los de madera. Otras aplicaciones estructurales importantes son los durmientes de ferrocarril y los postes para líneas telefónicas y para líneas de transmisión y distribución de energía eléctrica.

La importancia de la madera como material estructural resulta evidente de las breves consideraciones anteriores. Sin embargo, en México su uso está prácticamente restringido a obras falsas, cimbras, durmientes y postes, siendo poco significativas las demás aplicaciones posibles. Pueden aducirse diversas razones para explicar esto. Existe cierta confusión sobre la importancia de nuestros recursos forestales y la

posibilidad de explotarlos. La información sobre las propiedades de las maderas mexicanas es escasa. Las normas de clasificación de madera son rudimentarias y con frecuencia se ignoran. Son pocos los profesionistas, técnicos y obreros familiarizados con la tecnología de la madera. En el presente texto se pretende presentar un panorama de las perspectivas de la madera como material estructural en México, a la vista de la información más reciente disponible. Además se expondrán los aspectos fundamentales del dimensionamiento de elementos y estructuras sencillas. El propósito es despertar interés en este versátil material tan despreciado en nuestro medio.

En las obras de Torroja (1.1), Andrews (1.2) Beckett (1.4), y Richardson (1.5) el lector encontrará consideraciones generales sobre la madera como material estructural, así como comparaciones con otros materiales. De especial interés es la obra "The International Book of Wood" (1.6), editada por Bramwell.

REFERENCIAS

- 1.1 E. Torroja, "Razón y ser de los tipos estructurales", 2a edición, *Instituto Técnico de la Construcción y del Cemento*, Madrid, 1960.
- 1.2 H.J. Andrews, "An Introduction to Timber Engineering", *Pergamon Press*, Oxford, 1967.
- 1.3 "Glulam Bridge Systems: Plans and Details", *American Institute of Timber Construction*, Englewood, Colorado, 1974.
- 1.4 D. Beckett y P. Marsh, "An Introduction to Structural Design: Timber", *Surrey University Press*, Londres, 1974.
- 1.5 B.A. Richardson, "Wood in Construction", *The Construction Press*, Hornby, Lancaster, Inglaterra, 1976.
- 1.6 M. Bramwell (editor), "The International Book of Wood", *Simon and Schuster*, Nueva York, 1976.

PROPIEDAD
DEL
CONSEJO NACIONAL
DE LA MADERA EN
LA CONSTRUCCION, A. C.
MEXICO, D. F.

La información sobre las propiedades de las maderas que se encuentran en las normas de clasificación de maderas son rudimentarias y con frecuencia se ignoran. Los datos presentados en esta obra son de carácter informativo y no deben ser utilizados como base para la selección de maderas. La información más reciente disponible de las perspectivas de la madera como material estructural en el mundo, así como se exponen los aspectos tecnológicos del mismo. El propósito es despertar interés en este aspecto de la madera.

En las obras de Torrey (1.1), Andrews (1.2), Beckert (1.3) y Richardson (1.4) el lector encontrará consideraciones generales sobre la madera como material estructural, así como comparaciones con otros materiales. De especial interés es la obra "The International Book of Wood" (1.5), editada por Bramwell.

- 1.1 E. Torrey, "Madera y sus tipos estructurales", 2a edición, Instituto Técnico de la Construcción y del Cemento, México, 1960.
- 1.2 H. J. Andrews, "An Introduction to Timber Engineering", Pergamon Press, Oxford, 1967.
- 1.3 D. Beckert, "An Introduction to Structural Design Timber", Survey University Press, London, 1974.
- 1.4 B. A. Richardson, "Wood in Construction", The Construction Press, Hemph, Lancaster, 1978.
- 1.5 M. Bramwell (ed.), "The International Book of Wood", Stamen and Schubert, Nueva York, 1976.

PROPIEDAD
DEL
CONSEJO NACIONAL
DE LA MADERA EN
LA CONSTRUCCIÓN, A.C.
MÉXICO, D.F.

PROPIEDAD
DEL
CONSEJO NACIONAL
DE LA MADERA EN
LA CONSTRUCCION, A. C.
MEXICO, D. F.

2. Recursos forestales de México

2.1 INTRODUCCIÓN

Los bosques cubren aproximadamente la tercera parte de la superficie de la tierra (2.1). Constituyen uno de los recursos naturales renovables más importantes con que cuenta la humanidad. Indicio de ello es el hecho de que el valor de la industria usuaria de la madera representa más del seis por ciento del valor de la producción industrial mundial (2.1).

Según la Dirección General del Inventario Nacional Forestal la superficie arbolada de México tiene aproximadamente 45 millones de hectáreas, que corresponden a poco más del 22% de la superficie total del país (200 millones de hectáreas). Aunque esta proporción es menor que el promedio mundial, el total de hectáreas es considerable. Se estima que de los 45 millones de hectáreas mencionados sólo 39 millones pueden considerarse comerciales por ser accesibles y contar con volúmenes y calidades de madera por hectárea que justifiquen su explotación. El potencial económico de los bosques mexicanos resulta evidente por comparación con las superficies arboladas comerciales de dos países que suelen considerarse como netamente forestales: Suecia, con 27.5 millones de hectáreas de superficie forestal comercial y Finlandia, con 24 millones.

Es lamentable señalar que no obstante la aparente importancia de los recursos forestales disponibles, en 1975, por ejemplo, México tuvo que importar 2.3 millones de m³ de madera (2.2), la mayor parte de los cuales correspondió a pulpa y papel.

2.2 LOS BOSQUES MEXICANOS

Según el Inventario Nacional Forestal de los 45 millones de hectáreas de superficie arbolada con que cuenta el país, el 66% corresponde a bosques de clima templado frío y el 34%, a bosques de clima tropical y subtropical.

El 80% de las especies de los bosques de clima templado-frío son coníferas como el pino, el oyamel, el sabino y el cedro blanco. El resto corresponde a latifoliadas, frondosas o de hoja caduca, como el encino, el fresno y el aile. Los bosques de coníferas se encuentran principalmente en las regiones altas de Chihuahua, Durango, Oaxaca, Michoacán, Jalisco, Guerrero y Chiapas. Las latifoliadas existen en casi todas las regiones de clima templado-frío, a veces en bosques mixtos juntos con especies coníferas.

Las especies de los bosques o selvas de las regiones de clima tropical y subtropical son predominantemente latifoliadas. Son frecuentes entre ellas las llamadas especies "preciosas", como la caoba y el cedro rojo. Las selvas más extensas se encuentran en Chiapas, Campeche, Quintana Roo, Veracruz, Yucatán y Oaxaca.

En la figura 2.1 se puede apreciar la distribución de bosques y selvas en la República Mexicana.



FIGURA 2.1 Distribución de bosques y selvas en la República Mexicana. (Datos basados en el mapa de tipos de vegetación y uso del suelo, elaborado por el Inventario Nacional Forestal, 1975.)

Los árboles de las especies coníferas (o gimnospermas) tienen hoja perenne en forma de aguja y sus semillas están alojadas en conos. Los de las especies latifoliadas (o angiospermas) son de hoja caduca de forma ancha y producen sus semillas dentro de frutas. A veces las coníferas se clasifican como árboles de madera suave o blanda, mientras que las latifoliadas se consideran como árboles de madera dura. Sin embargo, la madera de algunas especies coníferas es más dura que la de algunas latifoliadas.

Las coníferas suelen preferirse para fines estructurales puesto que la relación entre los esfuerzos permisibles aceptados y su peso es mayor que para las latifoliadas. Por otra parte las fibras de los árboles de las coníferas son más uniformes, sus troncos más rectos y con menos ramas que las de las latifoliadas, lo que facilita su corte. Además la madera de coníferas es fácil de aserrar y clavar.

Por su parte las maderas de las latifoliadas y en particular las maderas preciosas son apreciadas en aplicaciones en que la apariencia y la durabilidad de los acabados son importantes, como sucede con los muebles. Aunque en menor grado que las coníferas, se usan también para fines estructurales.

2.3 PRODUCTIVIDAD

Gracias a las labores realizadas desde su creación en 1965 por la Dirección del Inventario Nacional Forestal, dependiente de la Subsecretaría Forestal y de la Fauna (2.8), se cuenta en la actualidad con un apreciable acopio de información sobre la productividad de los bosques y selvas mexicanas. Los datos proporcionados en esta sección proceden en su mayoría del Inventario Nacional Forestal mencionado.

El volumen total de madera en pie del país se estima en aproximadamente 3 100 millones de m³ en rollo, de los que 2 000 millones corresponden a bosques de clima templado-frío y 1 100 a bosques de clima tropical y subtropical (selvas).

En los bosques de clima templado-frío predominan las especies coníferas ascendiendo el volumen de madera en pie de especies latifoliadas a sólo una cuarta parte del total. Casi todas las especies de las selvas son latifoliadas.

Al crecer los árboles aumentan de volumen. Según el Inventario Nacional Forestal en 1976 el incremento anual del volumen de madera en pie fue de 45.4 millones de m³ de madera en rollo, correspondiendo 28.8 millones de m³ a coníferas y 16.6 millones de m³ a latifoliadas. Este rendimiento anual podría aumentarse considerablemente si se recurriera a sistemas de silvicultura intensiva como los practicados en Europa y en algunas regiones de los Estados Unidos.

Tan sólo una fracción del incremento anual disponible es aprovechado. Según la Cámara Nacional de las Industrias Derivadas de la Silvicultura, en 1975 se extrajeron solamente 6.9 millones de m³ de madera en rollo, es decir, poco más del 15% del rendimiento anual de los bosques del país.

A título comparativo es interesante señalar que en 1973 Suecia y Finlandia tuvieron una producción forestal de 54.9 y 35.6 millones de m³ en rollo respectivamente a pesar de que las superficies forestales comerciales con que cuentan son del mismo orden que las de México, como se indicó en la sección 2.1.

La cuarta parte de la producción de madera del país corresponde al estado de Chihuahua. Le siguen en importancia como productores los estados de Durango, Michoacán y Jalisco, con un 38% de volumen total.

Por especies, la producción forestal maderable se distribuye como sigue:

Pino	80%
Encino	4%
Oyamel	5%
Caoba	1%
Otras especies	10%
	100%

Puede encontrarse información más detallada sobre los recursos forestales de México en las referencias 2.2 a 2.6.

2.4 PERSPECTIVAS FUTURAS

Las cifras mencionadas en las secciones anteriores parecen indicar que los recursos forestales disponibles en México son adecuados para atender a la demanda actual de madera siempre que se introduzcan algunas mejoras en los sistemas de explotación de los bosques y la comercialización de sus productos. Sin embargo es necesario tener presente que, al igual que en el resto del mundo (2.1), existe en México una clara tendencia a un aumento de la demanda de madera. Se debe esto principalmente a la presión demográfica. Influye también el desarrollo de nuevas aplicaciones de la madera. Entre éstas puede citarse el uso de madera para construcción de vivienda, campo que en la actualidad está despertando en México un interés creciente.

Para poder atender adecuadamente a las demandas futuras es importante, entonces, que la política forestal que adopte el país conserve y regenere los bosques y las selvas y promueva formas eficientes de obtención, distribución y aprovechamiento de la madera. Todo ello debe hacerse sin ocasionar perturbaciones en el equilibrio ecológico y teniendo en cuenta que los bosques, además de proporcionar combustible y una materia prima de gran importancia para la industria, tienen otras funciones. Entre éstas figuran la de proteger el medio ambiente, regulando el régimen hídrico y reduciendo la erosión, y la de proporcionar zonas de recreo. Puesto que el suelo es un recurso limitado debe considerarse también el equilibrio entre las superficies de bosques y selvas, las destinadas a la agricultura y las requeridas para los asentamientos humanos.

Puede recurrirse a diversas acciones tendientes a conservar e incluso incrementar nuestros recursos forestales. Una evidente consiste en establecer sistemas apropiados de protección contra incendios, las plagas y los insectos. En los Estados Unidos estos agentes han llegado a destruir la tercera parte del incremento forestal anual. Otra medida que ayudaría a evitar la reducción de las superficies arboladas sería la búsqueda de formas alternativas para la llamada agricultura "nómada" basada en sistemas de "roza, tumba y quema", que recurren a la tala de bosques para abrir nuevos campos de cultivo. Por estas prácticas y otras talas indebidas algunos estiman que aproximadamente 250 000 hectáreas son deforestadas anualmente (2.7). La reforestación puede contribuir a aumentar el volumen de madera en pie. En algunos países se llega a recurrir a la plantación de árboles de determinada especie, generalmente pinos, con laboreo, abono y riego, como si se tratara de un cultivo agrícola cualquiera. Mediante estos métodos de cultivo, combinados con el mejoramiento genético de las especies, se puede lograr un crecimiento acelerado que permite un aprovechamiento económico de los árboles a edades más tempranas que en los bosques naturales. Según algunos investigadores los tiempos de crecimiento necesarios para que los árboles alcancen su madurez pueden reducirse en un 50%. Sin embargo, los cultivos monoespecíficos a veces se critican porque ofrecen poca protección contra la erosión, son susceptibles al ataque de plagas e insectos y, cuando la extensión del cultivo es grande, producen trastornos ecológicos en las regiones adyacentes. En México la reforestación todavía se realiza en escala reducida. La superficie plantada en México hasta 1963 era de sólo 50 000 hectáreas mientras que para esa fecha en Brasil se habían plantado 700 000 hectáreas y en el Japón, 7 000 000 hectáreas (2.1).

En cuanto a la explotación de los bosques y selvas existentes son varias las medidas que pueden contribuir a mejorar la productividad. En México todavía abundan zonas forestales sin explotar, en algunos casos por la condición jurídica de las tierras forestales o por circunstancias relacionadas con el régimen de propiedad, y en otros casos por falta de acceso. Se requiere, por lo tanto, buscar formas para incrementar las superficies susceptibles de ser explotadas. Un factor esencial es el desarrollo de una red apropiada de caminos de penetración de bajo costo.

En lo que se refiere al aumento del rendimiento de los bosques que ya se encuentran en explotación se ha señalado que el régimen de pequeña propiedad dificulta el aprovechamiento eficiente. Alternativas interesantes son las cooperativas y la coordinación de los recursos ejidales.

Las técnicas de corte o cosecha de árboles utilizadas en México son en general rudimentarias. El mejorarlas influiría notablemente en la productividad. Existen dos prácticas usuales: el corte selectivo y el corte masivo ("clear cutting" según la terminología inglesa). El corte selectivo consiste en la tala de árboles individuales que han alcanzado su madurez, de manera que se conserva el carácter del bosque y se evitan la erosión y otros perjuicios ambientales. El corte masivo consiste en la tala de todos los árboles de una zona en un momento dado. El corte selectivo implica un costo inmediato superior que el masivo pero ofrece menos riesgo de alteraciones ecológicas indeseables. En los países desarrollados las operaciones de

corte han alcanzado un alto grado de mecanización a base de equipo que requiere inversiones importantes. Se han desarrollado máquinas capaces de arrancar árboles de raíz lo que permite su aprovechamiento integral. En México, dadas la escasez de capital y la gravedad del problema del desempleo parecería prudente limitarse a tender en forma gradual a un nivel modesto de mecanización apropiado para el corte selectivo. Un aspecto que amerite atención es el desarrollo con tecnología nacional de equipo económico para transporte de troncos. También de interés es el desarrollo de técnicas para recolectar y elaborar de un modo económico las maderas de baja calidad y pequeñas dimensiones tan comunes en los bosques tropicales y subtropicales. Así, se facilitarían superficies arboladas actualmente desaprovechadas.

Se han mencionado algunas medidas que pueden contribuir a aumentar la productividad de nuestros bosques y selvas. Es importante también moderar la demanda promoviendo el uso racional de la madera. Una gran parte de la madera consumida en el país se dedica a la construcción de obras provisionales tales como cimbras y obras falsas de diversos tipos. El mejorar la tecnología con que se construyen estas obras puede aportar ahorros significativos. En particular deben mejorarse los métodos de clasificación de las maderas en cuanto a sus propiedades mecánicas a fin de que el dimensionamiento de las piezas de madera pueda hacerse con mayor eficiencia. La búsqueda de formas de aprovechar para fines estructurales maderas de calidades inferiores y dimensiones pequeñas puede ser interesante. En este aspecto el desarrollo de la tecnología de la madera laminada y de los tableros de fibras o partículas de madera puede ser provechoso. En la actualidad posiblemente más de la mitad del volumen de madera cosechado se destina a leña. Parecería urgente buscar formas de reducir este consumo. Menos importante es el volumen de madera utilizado para producir pasta para papel de periódico.

De las consideraciones anteriores puede concluirse que México cuenta con recursos forestales importantes cuya potencialidad no está siendo aprovechada plenamente. Para mejorar esta situación se requiere una planeación nacional que conduzca a acciones prácticas efectivas. La planeación debe comprender medidas inmediatas sencillas, de fácil implementación, aunque sean modestas, y programas con objetivos a largo plazo. Requisitos para una planeación realista y su puesta en práctica son el disponer de información adecuada y contar con personal debidamente capacitado.

En lo que se refiere a información, la Dirección General del Inventario Nacional Forestal (2.8) ha iniciado ya una importante labor de recolección de datos sobre superficies arboladas y sobre el incremento volumétrico total anual. Sin embargo, aún queda mucho por hacer. Es necesario también contar con información sobre el régimen de propiedad y las prácticas de explotación, transporte y comercialización de la madera. Urge investigar por qué el precio de la madera desde que es cortada hasta que llega al consumidor es superior al que rige en cualquiera de los países productores de madera.

El problema de recursos humanos es grave. Es notable la falta de personal con preparación adecuada en todos los niveles: profesionistas (ingenieros, arquitectos, etc.). Según la referencia 2.5 se requiere formar anualmente de 7 a 10 profesionistas con grados superiores a la licenciatura, de 50 a 75 profesionistas con licenciaturas, de 100 a 125 técnicos, de 200 a 250 auxiliares y de 600 a 730 obreros calificados. El sistema educativo dista mucho de satisfacer estas necesidades.

REFERENCIAS

- 2.1 "La Madera: tendencias y perspectivas mundiales", Estudio Básico No. 16, *Organización de las Naciones Unidas para la Agricultura y la Alimentación (FAO)*, Roma, 1967.
- 2.2 R. Echenique-M., "Aprovechamiento de la Madera", *Ciencia y Desarrollo*, Vol. 11 No. 9, México, 1976.
- 2.3 "Recursos Forestales y Explotación", trabajo presentado por el Instituto Nacional de Investigaciones Forestales en la reunión de la Sección de Fabricantes de Madera de la CANACINTRA, (México-Abril 12-1977).
- 2.4 "Anuario de la Producción Forestal de México, 1974", *Secretaría de Agricultura y Ganadería, Subsecretaría Forestal y de la Fauna*, México, D.F., 1976.
- 2.5 "Programa Nacional del Desarrollo Forestal, *Secretaría de Agricultura y Ganadería, Subsecretaría Forestal y de la Fauna*, México, D.F. 1974.
- 2.6 "Consideraciones Generales para la Integración de un Programa Nacional de Vivienda con Elementos de Madera", *Indeco*, México, D.F., octubre 1976.
- 2.7 C. Duayhe, "La corrupción ahoga a la industria forestal mexicana", *El Universal*, México, D.F. abril 3, 1977.
- 2.8 M. Caballero Deloya, "¿Qué es, qué hace y qué importancia tiene el Inventario Nacional Forestal?", *Dirección General del Inventario Nacional Forestal*, México, D.F., marzo 1975.

Este ha alcanzado un alto grado de mecanización a base de equipo que requiere inversiones importantes. Se han desarrollado máquinas capaces de arrancar árboles de tal que permita su aprovechamiento integral. En México, dada la escasez de capital y la gravedad del problema del desempleo parcial, deben limitarse a tender en forma gradual a un nivel modesto de mecanización apropiado para el costo económico. Un aspecto que amerita atención es el desarrollo con tecnología nacional de equipo económico para trabajos de troncos. También de interés es el desarrollo de técnicas para recolectar y elaborar de un modo económico las maderas de baja calidad y pequeñas dimensiones tan comunes en los países tropicales y subtropicales. Se facilitan superficies apoladas actualmente desaprovechadas.

Se han mencionado algunas medidas que pueden contribuir a aumentar la productividad de maderos, las que y seguir. Es importante también moderar la demanda promoviendo el uso racional de la madera. Una gran parte de la madera consumida en el país se dedica a la construcción de obras privativas tales como viviendas y otras tales de diversos tipos. El mejoramiento de la tecnología con que se construyen estas obras con respecto a los tipos de madera, en particular, debe mejorar los métodos de clasificación de las maderas para las obras mecánicas a fin de que el dimensionamiento de las piezas de maderas pueda hacerse con mayor precisión. La búsqueda de formas de aprovechar para fines estructurales maderas de calidades inferiores y dimensiones pequeñas puede ser interesante. En este aspecto el desarrollo de la tecnología de la madera laminada y de los tableros de fibra de madera puede ser provechoso. En la actualidad se emplea más de la mitad del volumen de maderas cosechadas se destinan a la fabricación de formas de trabajo, como construcciones. Menos importante es el volumen de maderas utilizadas para producir pasta para papel en periódicos.

En las consideraciones anteriores puede concluirse que México cuenta con recursos forestales importantes cuya explotación en esta etapa aprovechada plenamente. Para mejorar esta situación se requiere una política nacional que conduzca a acciones prácticas efectivas. La planeación debe comprenderse como una actividad esencial de fácil implementación, en que sean modestas y programas con objetivos a largo plazo. Requisitos para una planeación realista y su puesta en práctica son el disponer de información adecuada y contar con personal debidamente capacitado.

En lo que se refiere a información, la Dirección General del Inventario Nacional Forestal (D.G.I.N.F.) es la encargada de una importante actividad, en la que se han realizado algunos avances importantes. Es necesario también contar con información sobre el régimen de propiedad y las prácticas de explotación, transporte y comercialización de la madera. Debe investigarse por qué el precio de la madera desde que es cortada hasta que llega al consumidor es superior al que rige en cualquier de los países productores de madera.

El problema de recursos humanos es grave. Es notable la falta de personal con preparación adecuada en varias ramas de la silvicultura, ingeniería, arquitectura, etc. Según la estimación D.G.I.N.F. se requiere un personal de 10 a 15 profesionales con grandes superiores a la licenciatura, de 50 a 75 profesionales con licenciatura, de 100 a 150 técnicos, de 200 a 350 auxiliares y de 600 a 750 obreros calificados. El sistema educativo debe mucho de satisfacer estas necesidades.

- 2.1. "La madera: tendencias y perspectivas mundiales." Estudio Básico No. 18. Organización de las Naciones Unidas para la Agricultura y la Alimentación (UNO). Roma, 1967.
- 2.2. R. Schmalzer. "El aprovechamiento de la madera." Ciencia y Desarrollo Vol. 11 No. 8, México, 1978.
- 2.3. "Recursos Forestales y Explotación," trabajo presentado por el Instituto Nacional de Investigaciones Forestales en la reunión de la Sección de Fabricantes de Madera de la CANACINTRA, México-Abril 1974.
- 2.4. "Anuario de la Producción Forestal de México, 1974." Secretaría de Agricultura y Ganadería, Subsecretaría Forestal y de la Fauna, México, D.F., 1978.
- 2.5. "Programa Nacional del Desarrollo Forestal." Secretaría de Agricultura y Ganadería, Subsecretaría Forestal y de la Fauna, México, D.F., 1974.
- 2.6. "Condiciones Generales para la integración de un Programa Nacional de Vivienda con Elementos de Madera." Instituto Mexicano, D.F., octubre 1976.
- 2.7. G. J. J. "La explotación de la industria forestal mexicana." En: Anuario, México, D.F., abril 3, 1977.
- 2.8. M. C. "Qué es, qué hace y qué importancia tiene el Inventario Nacional Forestal." Informe al General del Inventario Nacional Forestal, México, D.F., marzo 1975.

3. La madera en la Historia

En lo que sigue se reseñan de una manera informal algunos aspectos salientes de la evolución a través de los años del uso de la madera como material estructural. El tratamiento dista mucho de ser sistemático y exhaustivo. Así, por ejemplo, en aras de la brevedad se han omitido temas de indudable interés como el de las aplicaciones de la madera en China y el Japón.

El lector interesado en ahondar más en la historia de los usos estructurales de la madera puede consultar la obra editada por Hansen (3.1), o "The International Book of Wood" (3.23).

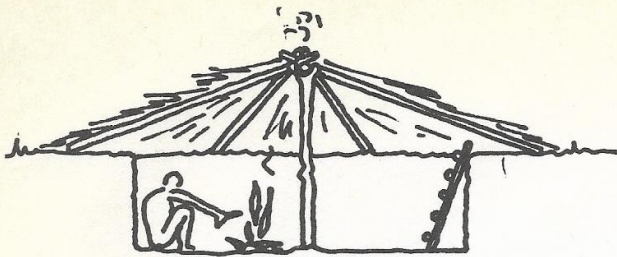
3.1 LOS PRIMEROS TIEMPOS

El uso de la madera como material de construcción probablemente precedió al de la piedra. Los nómadas de las épocas prehistóricas, cuando no podían encontrar cavernas dónde guarecerse, debieron de preferir construir chozas de ramaje cubierto de lodo o pieles a la difícil labor de levantar muros de piedra.

Dada la relativamente escasa durabilidad de la madera no se han conservado restos de estos primeros albergues. Sin embargo, existen testimonios que de una manera indirecta permiten reconstruir sus características generales. En algunos casos se han encontrado huellas de elementos de madera en los suelos en que estaban empotrados: la madera ha desaparecido pero queda su impresión. En Ahrensburg (Holstein), Alemania, los arqueólogos han descubierto unos círculos de piedras que se supone fueron utilizados por cazadores de renos de la Edad de Piedra para anclar las pieles con que cubrían los postes que formaban la estructura de sus viviendas (3.1). En la Cueva de la Vache (Dordogne), Francia, puede apreciarse un grabado de la misma época que muestra una choza aparentemente construida de postes y ramajes (3.1). Estas estructuras rudimentarias parecen derivar de las tiendas fácilmente desmontables y transportables que debieron ser las primeras viviendas de las tribus nómadas. Esto explica el predominio de las plantas circulares u ovaladas.

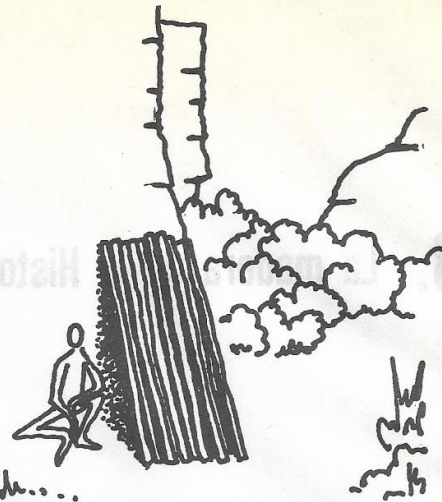
Un estudio de las habitaciones de los pueblos primitivos de la actualidad nos ayuda a adivinar cómo fueron estas antiguas construcciones. En la figura 3.1 se muestran algunos ejemplos típicos y en las referencias 3.2 y 3.8 puede encontrarse información adicional. En la figura 3.2 se ilustran algunos detalles de unión usuales. Detalles semejantes perduraron hasta que se desarrolló la metalurgia, se inventaron el clavo, el tornillo y el perno, y se empezó a utilizar herramientas metálicas. Los únicos recursos con que contaron los antiguos constructores fueron hachas, cuñas y cuchillos de piedra, posiblemente sierras de hueso y, para amarrar, cordaje de tiras de cuero o de materiales de origen vegetal. Para cortar varas quizás se recurría al fuego.

A medida que los pueblos se volvían sedentarios sus construcciones adquirían características más permanentes. En lugar de ramaje se utilizaron troncos. La propia naturaleza indicaba el camino: el árbol vivo sugiere la columna; el árbol caído, la viga. El empleo de elementos pesados para los muros y techos condujo a viviendas de planta rectangular. Un ejemplo de la época paleolítica es el de las huellas de



VIVIENDA NEOLÍTICA

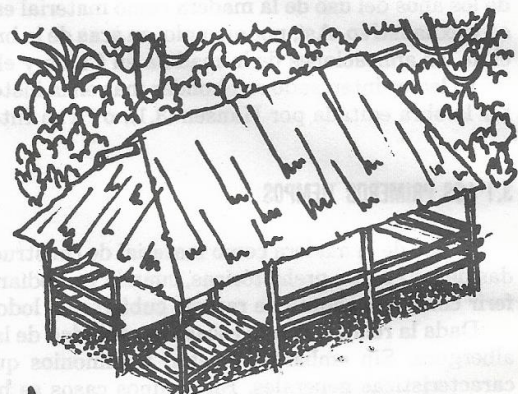
FIGURA 3.1 Ejemplos de chozas y viviendas de pueblos primitivos.



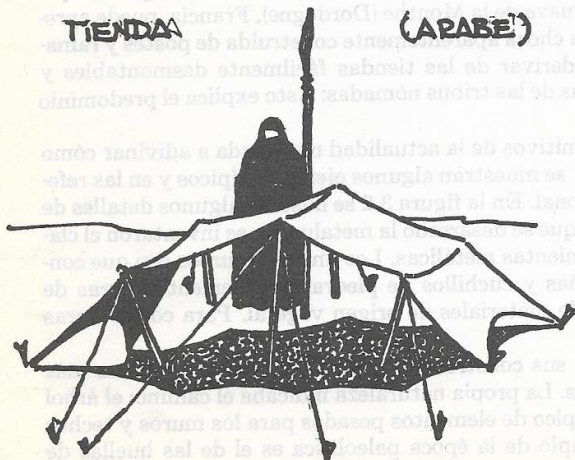
REFUGIO DE RAMAS CONTRA UN ACANTILADO



VIVIENDA EN LAS MARQUESAS

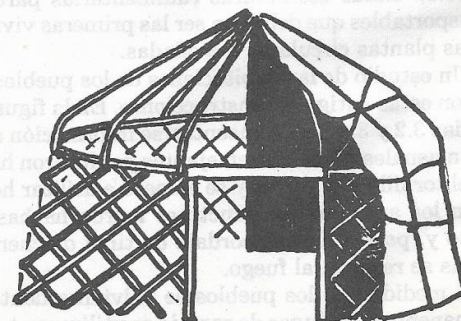


VIVIENDA YAGUA (AMAZONAS)



TIENDA

(ARABE)



YURT

(MONGOLIA)

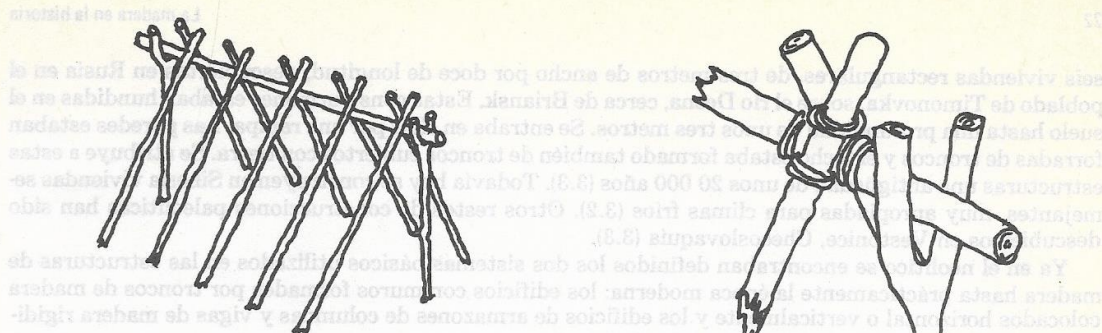
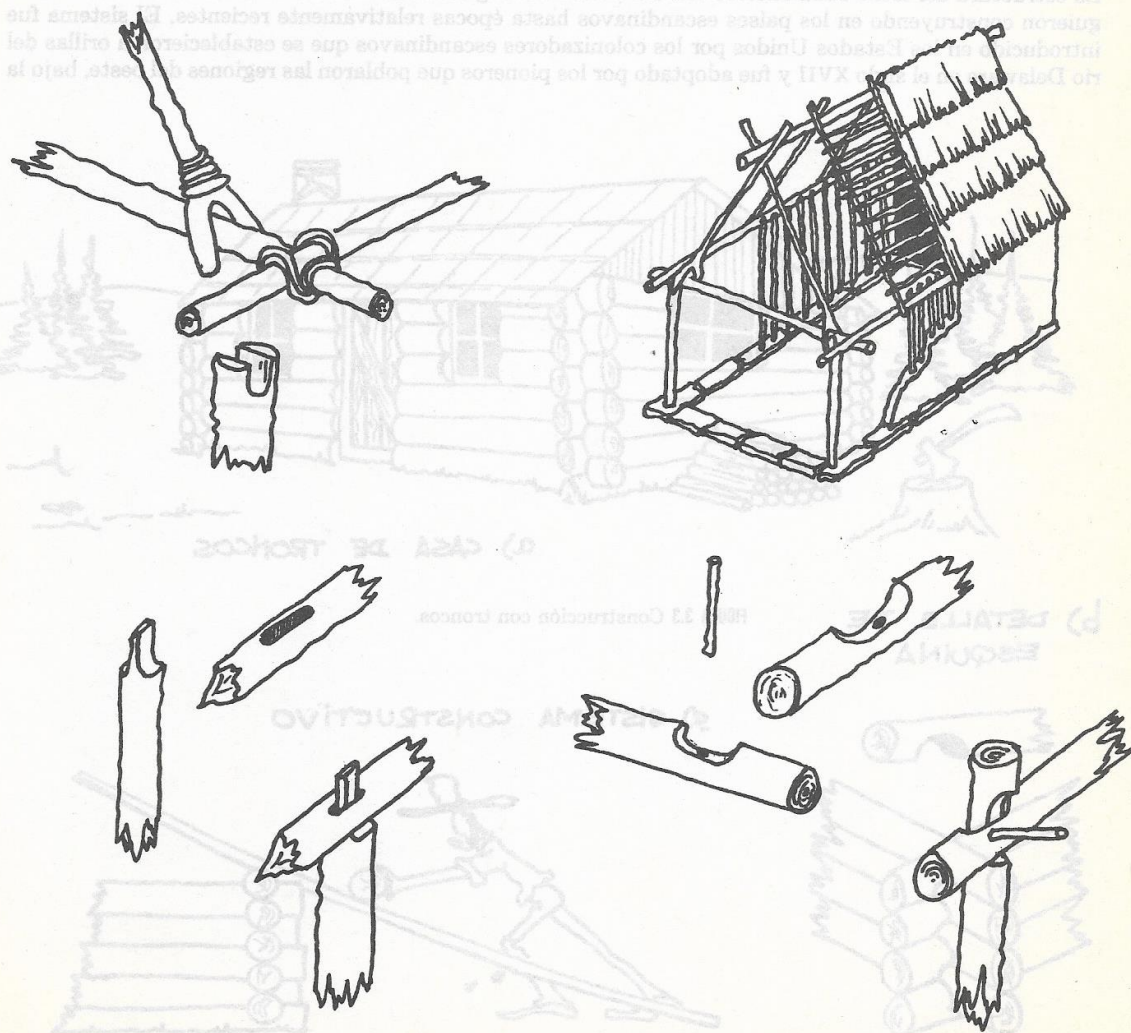


FIGURA 3.2 Uniones típicas en viviendas primitivas.



seis viviendas rectangulares, de tres metros de ancho por doce de longitud, descubiertas en Rusia en el poblado de Timonovka, sobre el río Desna, cerca de Briansk. Estas construcciones estaban hundidas en el suelo hasta una profundidad de unos tres metros. Se entraba en ellas por una rampa. Las paredes estaban forradas de troncos y el techo estaba formado también de troncos cubiertos con tierra. Se atribuye a estas estructuras una antigüedad de unos 20 000 años (3.3). Todavía hoy se construyen en Siberia viviendas semejantes, muy apropiadas para climas fríos (3.2). Otros restos de construcciones paleolíticas han sido descubiertos en Vestonice, Checoslovaquia (3.3).

Ya en el neolítico se encontraban definidos los dos sistemas básicos utilizados en las estructuras de madera hasta prácticamente la época moderna: los edificios con muros formados por troncos de madera colocados horizontal o verticalmente y los edificios de armazones de columnas y vigas de madera rigidizados con elementos diagonales y horizontales.

Los sistemas a base de troncos horizontales predominaron en los lugares donde abunda la madera como en gran parte del norte de Europa. En ellos tuvo su origen la técnica "lafte", desarrollada en los países escandinavos y otras regiones, que se caracterizaba por la forma de unir los troncos en las esquinas por medio de ranuras (figura 3.3). El sistema constructivo era sencillo como se aprecia en la figura citada. La estructura del techo solía hacerse con elementos más ligeros. Las casas de troncos horizontales se siguieron construyendo en los países escandinavos hasta épocas relativamente recientes. El sistema fue introducido en los Estados Unidos por los colonizadores escandinavos que se establecieron a orillas del río Delaware en el siglo XVII y fue adoptado por los pioneros que poblaron las regiones del oeste, bajo la



FIGURA 3.3 Construcción con troncos.

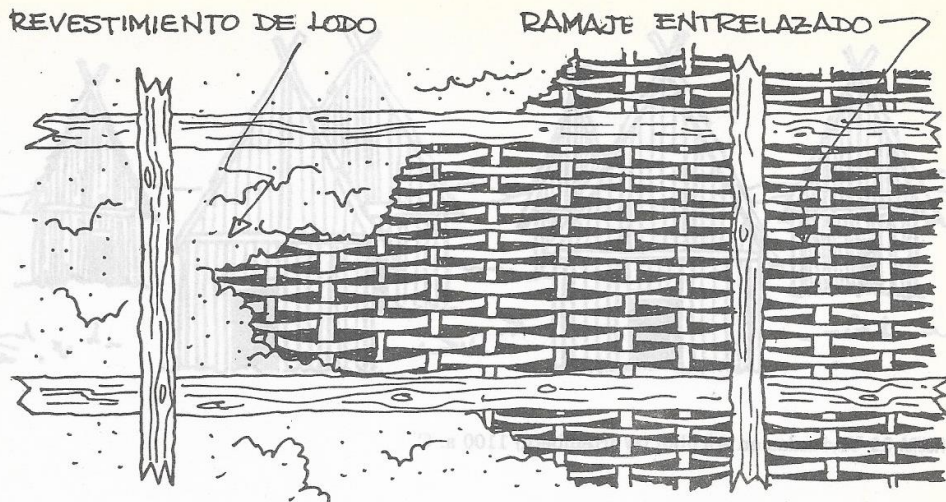


FIGURA 3.4 Construcción con ramaje entrelazado y lodo.

conocida forma del "log-cabin". Una de las razones de su éxito fue que no requería clavos, cuyo costo fue elevado hasta que su fabricación se industrializó. Aún hoy se sigue utilizando en la construcción de edificios de recreo de estilo rústico (3.9).

Los sistemas de armazones de postes y vigas de madera fueron comunes en regiones de recursos forestales limitados. Los postes solían empotrarse directamente en el suelo. Los espacios entre los postes se rellenaban con ramaje entrelazado y lodo ("wattle and daub" en la terminología inglesa) y, en tiempos posteriores, con diversos tipos de mampostería (figura 3.4). Restos neolíticos de variantes de este tipo de construcción se han encontrado en multitud de lugares.

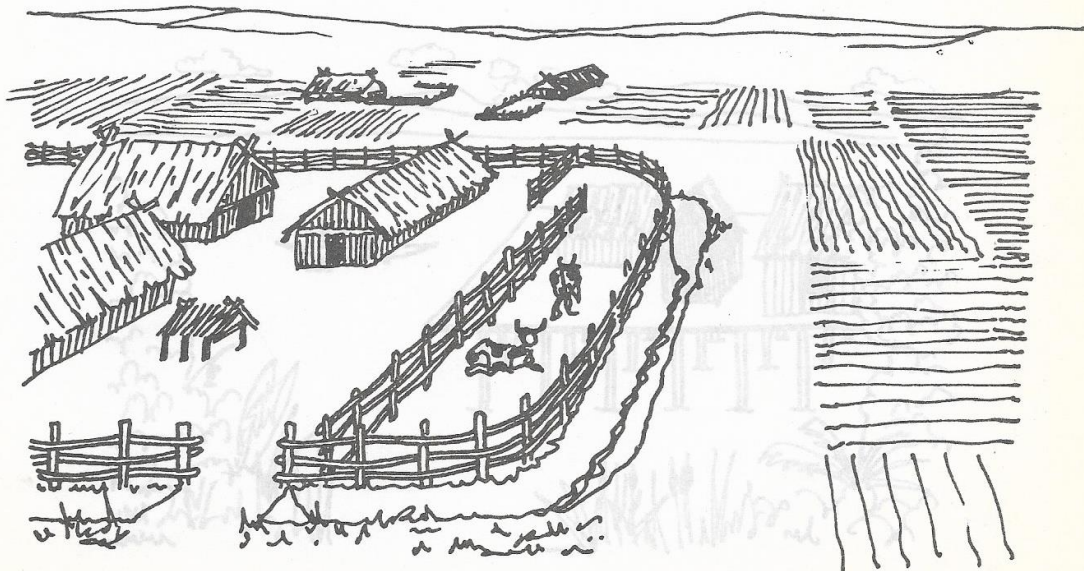


FIGURA 3.5 Poblado neolítico de Köln-Lindenthal (4200 a. C.).

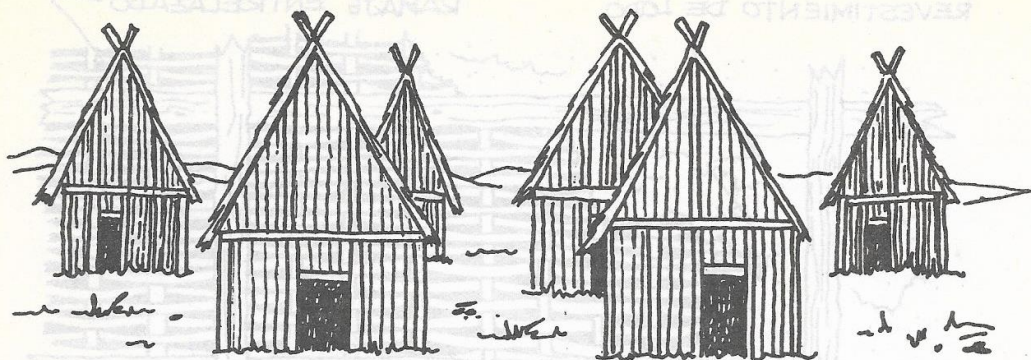


FIGURA 3.6 Viviendas en Aichbül (Wurtemberg) 1100 a. C.

En Köln - Lindenthal, cerca de Colonia, Alemania, se han descubierto restos de un poblado que existió alrededor del año 4 200 a. de J. C., formado por viviendas de este tipo (3.3). En la figura 3.6 se reproduce una construcción de lo que pudo ser el poblado excavado en Aichbül, en Würtemberg, Alemania, que se supone existió alrededor del año 1 100 a. de J. C. Los muros de algunas de las casas de este poblado estaban formados por postes o tablones hincados en el suelo junto a otro, de manera que no se requería relleno (3.3).

Una variante interesante es la de los palafitos, viviendas construidas en los lagos sobre estacas o postes. El ejemplo más conocido corresponde a los restos de una población descubiertos, en el lago Zurich, Suiza. Otro poblado lacustre fue Glastonbury, en Inglaterra. Huellas de estructuras semejantes, existen también en Italia e Irlanda. En la figura 3.7 se da una idea de las características generales de los poblados lacustres. Hoy se encuentran construcciones semejantes en las marismas de Portugal, en Oceanía y en algunas regiones de América del Sur y de África.

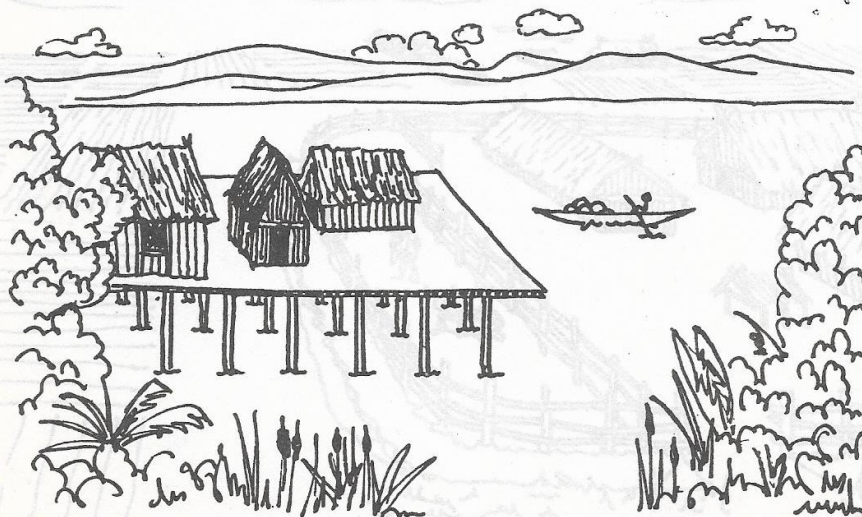


FIGURA 3.7 Construcciones palafíticas.

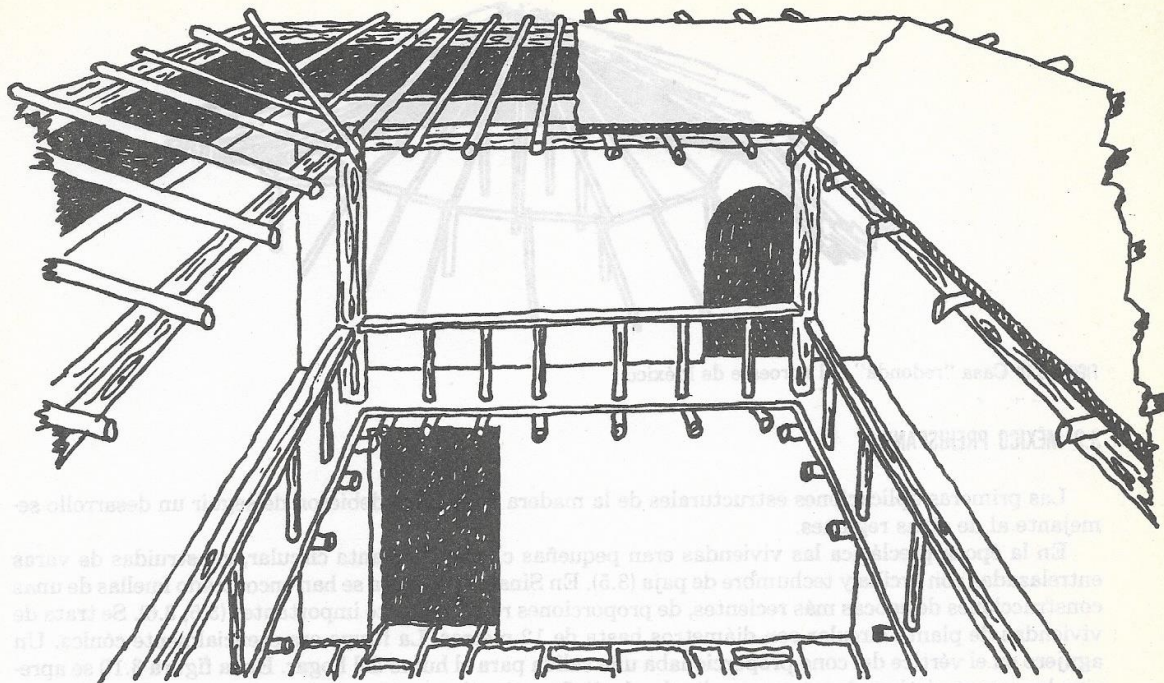


FIGURA 3.8 Patio de una vivienda de Ur.

En las regiones mediterráneas y del cercano Oriente, a pesar de que la madera era más escasa que en el resto de Europa, desde los tiempos muy remotos fueron usuales las construcciones con armazón de madera y relleno de mampostería rústica, arcilla o ladrillos cocidos en hornos. Aun en los casos en que los muros se construían exclusivamente de mampostería, los techos y pisos solían hacerse de madera. En la figura 3.8 se reproduce una vivienda de este tipo de Ur, de aproximadamente el año 2 000 a. de J. C. (3.3). Se aprecia la semejanza con sistemas constructivos utilizados hasta épocas muy recientes tanto en las regiones mediterráneas como en América Latina.

Los sistemas a base de armazón de madera y rellenos de diversos tipos persistieron después del neolítico, durante largos siglos. Un ejemplo es el de las viviendas de los vikingos (3.4) como las que se reproducen en la figura 3.9.

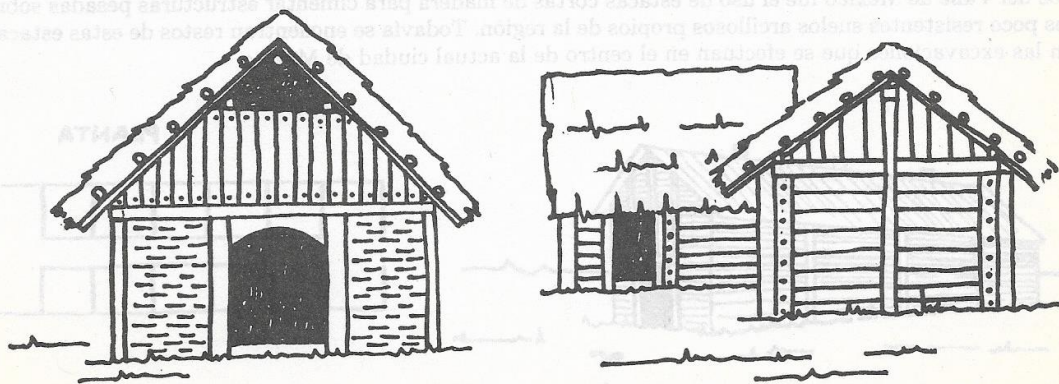


FIGURA 3.9 Casas vikingas.

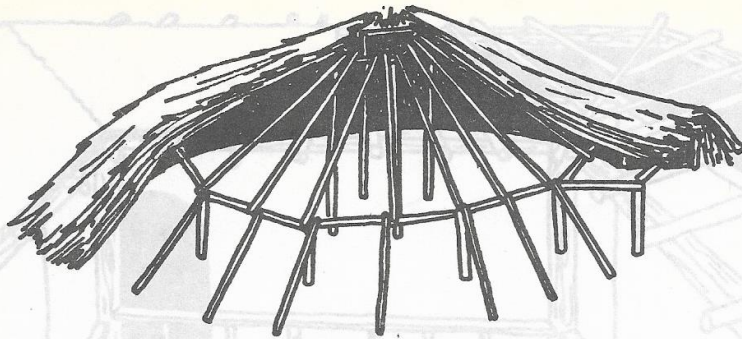


FIGURA 3.10 Casa "redonda" del noroeste de México.

3.2 MÉXICO PREHISPANICO

Las primeras aplicaciones estructurales de la madera en México debieron de seguir un desarrollo semejante al de otras regiones.

En la época preclásica las viviendas eran pequeñas chozas de planta circular, construidas de varas entrelazadas con arcilla y techumbre de paja (3.5). En Sinaloa y Sonora se han encontrado huellas de unas construcciones de épocas más recientes, de proporciones relativamente importantes (3.5, 3.6). Se trata de viviendas de planta circular con diámetros hasta de 12 metros. La forma era esencialmente cónica. Un agujero en el vértice del cono proporcionaba una salida para el humo del hogar. En la figura 3.10 se aprecian las características de estas casas "redondas". Otro tipo de construcción con elementos de madera común en el noroeste de México, más reciente, fue el de las llamadas "casas largas" (3.5, 3.6). Estas viviendas, de planta rectangular, estaban constituidas por una doble crujía de habitaciones, con un pasillo central (figura 3.11).

En las construcciones del apogeo de la civilización teotihuacana predominaron el adobe y la mampostería (3.5, 3.7). Sin embargo, la madera se empleaba como refuerzo de muros y columnas, de la misma manera en que hoy se refuerza el concreto simple con acero (figura 3.12a y b). También se empleaba madera para formar techos planos de vigas de madera, palos redondos y carrizo recubiertos de tierra. (figura 3.12).

En las viviendas del antiguo Tenochtitlán perduraron los sistemas constructivos de los primeros tiempos: chozas con techos de paja y muros de ramaje entrelazado revestido de lodo. Menos comunes fueron las construcciones de muros de adobe o mampostería y techos de vigas, varas y arcilla, al estilo de Teotihuacán. Probablemente hubo construcciones apoyadas sobre postes hincados en el fondo del lago, semejantes a los palafitos del neolítico de los lagos suizos. Una peculiaridad de los sistemas constructivos del Valle de México fue el uso de estacas cortas de madera para cimentar estructuras pesadas sobre los poco resistentes suelos arcillosos propios de la región. Todavía se encuentran restos de estas estacas en las excavaciones que se efectúan en el centro de la actual ciudad de México.

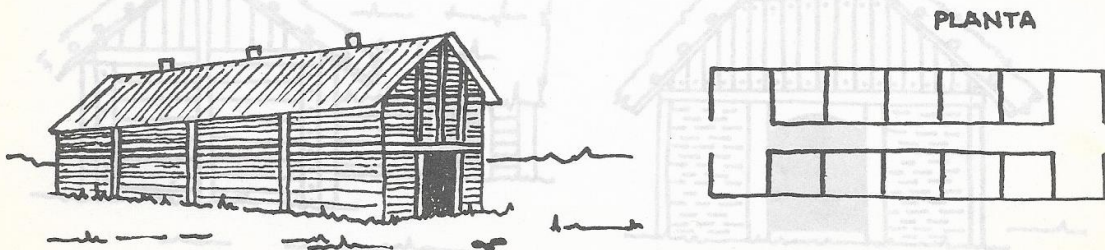


FIGURA 3.11 Casa "larga" del noroeste de México.

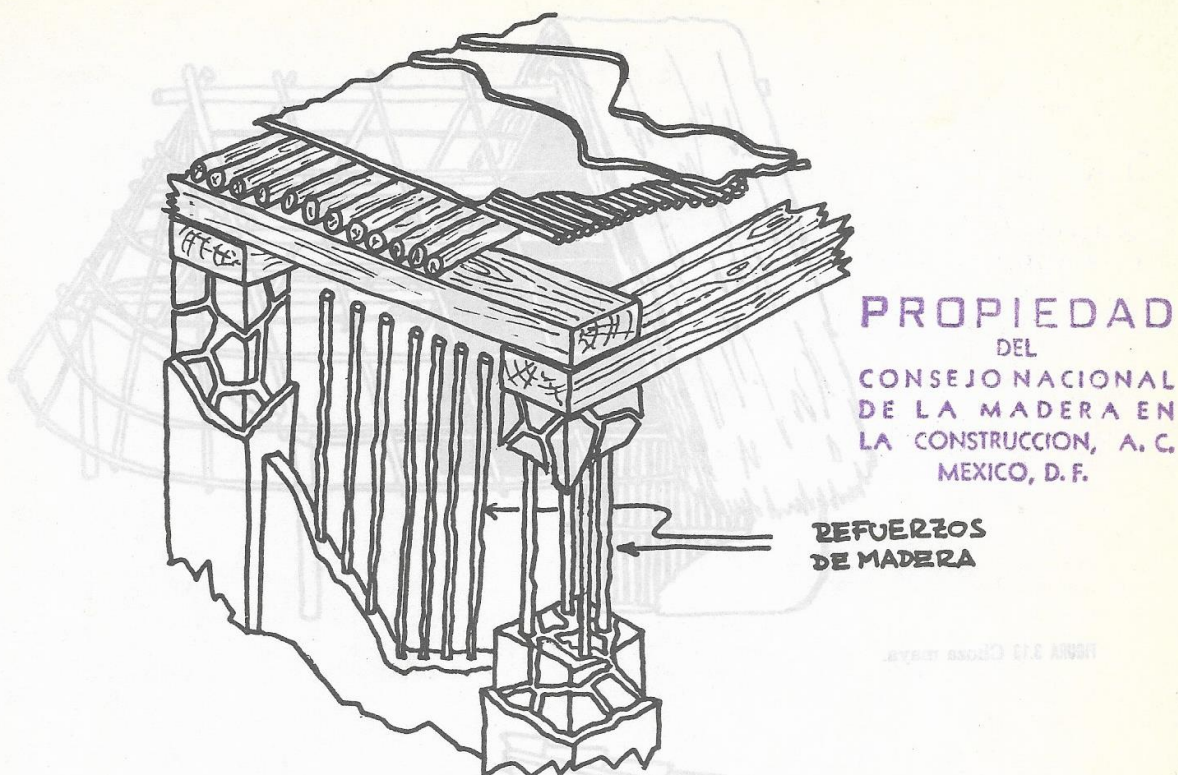


FIGURA 3.12 Uso de la madera en los sistemas constructivos teotihuacanos.

La piedra es el material predominante en las grandes construcciones de los mayas. En algunos casos se usaban piezas de maderas duras para formar los dinteles de las entradas de los templos. Algunas de estas piezas se han conservado hasta nuestros días.

Un ejemplo notable de la persistencia de una forma estructural es el de la choza típica de Yucatán, de planta ovalada, muros encalados formados por varas, ramaje entrelazado y barro, y techo de dos aguas formado con paja u hoja de palmera (figura 3.13). Las chozas, de este tipo, que todavía abundan en Yucatán, son semejantes a las que aparecen representadas en las frisos y pinturas de las poblaciones mayas y en los dibujos de los códices (3.18).

3.3 LA ÉPOCA CLÁSICA

Como en otras regiones, en los países mediterráneos los primeros edificios fueron de madera. Esto puede apreciarse en las características de las grandes estructuras de piedra de la Edad de Oro de Grecia que reflejaban los elementos constructivos propios de las estructuras de madera, esencialmente la columna y el dintel. Aunque la piedra era el material dominante en los muros de estos edificios, como en el templo de Artemisa en Esparta (Siglo IX a. de J. C.) y el de Hera en Olimpia (640 a. de J. C.), la madera siguió utilizándose para formar los techos, al igual que en las construcciones más antiguas, por su capacidad para salvar grandes claros. Un ejemplo típico es el techo del Arsenal de Pireo, cuyas especificaciones se han conservado hasta hoy grabadas en una losa de mármol. En la figura 3.14 se muestra una reconstrucción de esta estructura. Se aprecia que los griegos no supieron aprovechar las ventajas de las estruc-

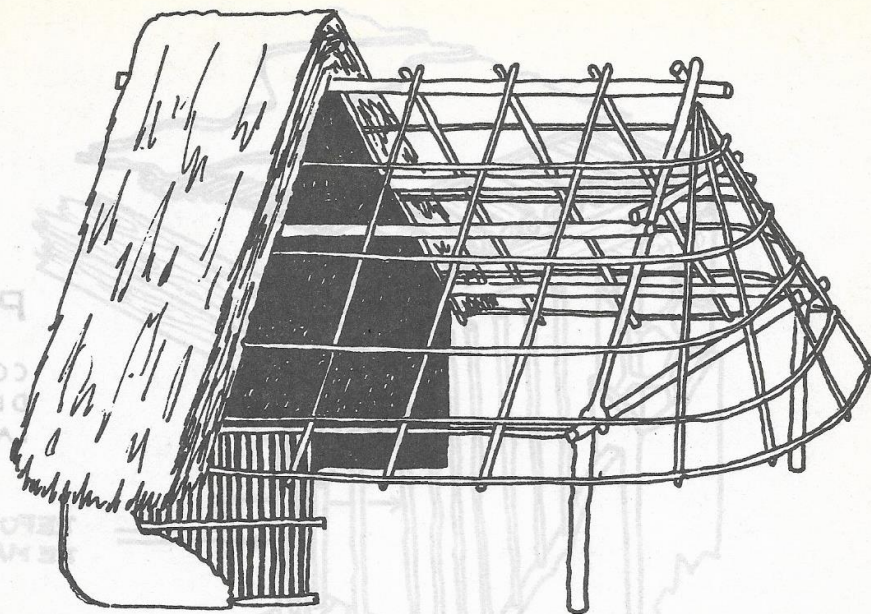


FIGURA 3.13 Choza maya.

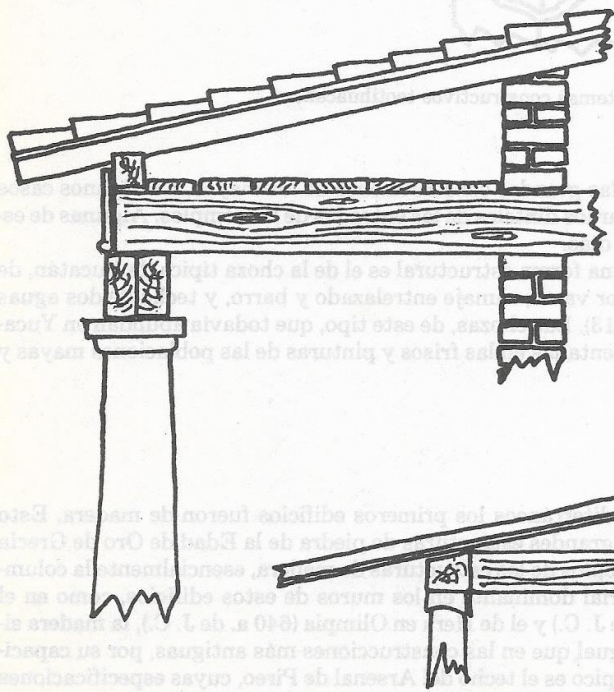
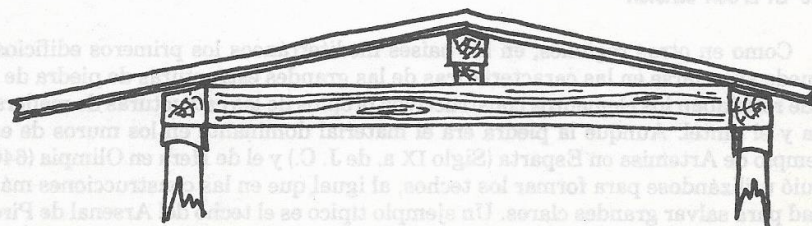
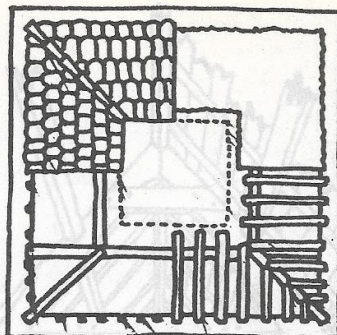


FIGURA 3.14 Detalles del techo del Arsenal del Pireo.





PROPIEDAD
DEL
CONSEJO NACIONAL
DE LA MADERA EN
LA CONSTRUCCIÓN, A.C.
MEXICO, D.F.

FIGURA 3.15 Estructura del techo de una casa toscana (Vitruvio).

turas trianguladas. Las cubiertas solían consistir en tejas o láminas de mármol apoyadas sobre tablas (3.3).

Durante el siglo VI a. de J.C. los etruscos construyeron templos con muros de ladrillo reforzado con madera, sobre los que se apoyaban techumbres, también de madera.

Entre los romanos las aplicaciones estructurales de la madera comienzan a mostrar ciertos refinamientos técnicos. En la época de Augusto, Vitruvio, en su tratado "De Architectura", dio recomendaciones sobre las aplicaciones más convenientes de las diferentes especies de árboles, el corte de la madera y su uso en la construcción. En la figura 3.15 se representa una reconstrucción del techo de una vivienda toscana basada en una descripción que aparece en la obra de Vitruvio.

Mientras que los griegos se limitaban a usar la madera para columnas y dinteles, los romanos llegaron a utilizar, en forma intuitiva, el principio de la armadura, como en la antigua basílica de San Pablo en Roma, con un claro de más de 23 metros. Las características generales de las basílicas romanas pueden apreciarse en la figura 3.16.

La madera fue un material esencial en las construcciones militares de los romanos. Los troncos labrados con sección cuadrada fueron el elemento básico para la construcción de los barracones y empalizadas de los campamentos y fortificaciones.

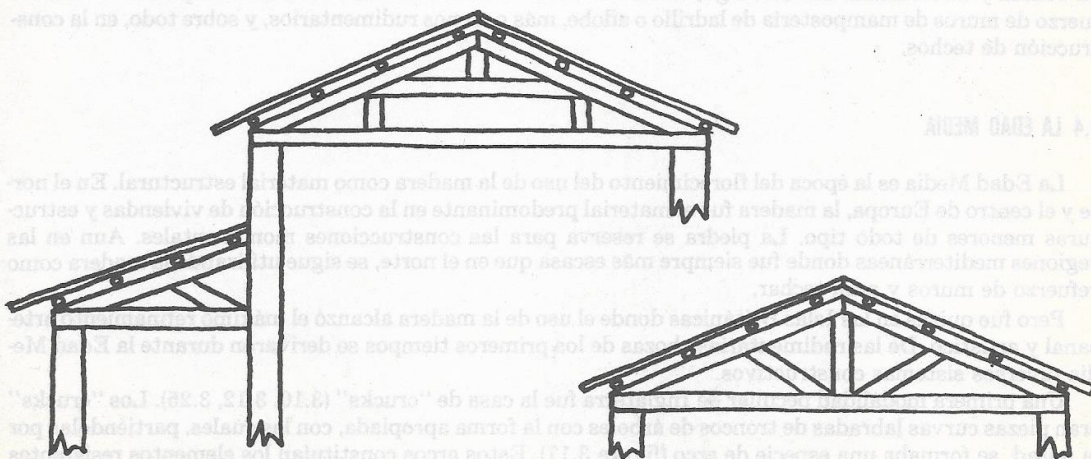


FIGURA 3.16 Techos romanos de madera típicos de basílicas.

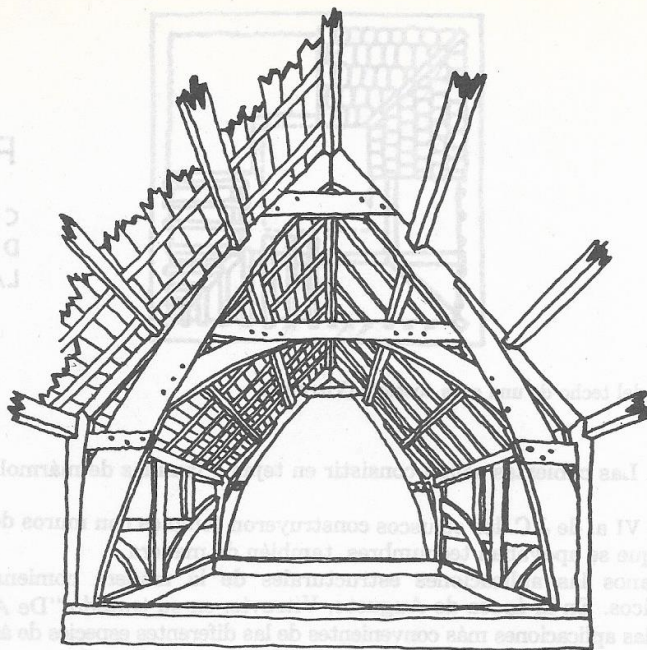


FIGURA 3.17 Detalles de casas inglesas de "crucks".

También fueron notables las aplicaciones de la madera a la construcción de puentes realizadas por los romanos, como podrá apreciarse en una sección posterior.

En general se utilizó menos la madera en los países mediterráneos que en las regiones del norte de Europa, tanto por la relativa escasez de bosques, como por la excelencia y abundancia de materiales pétreos, como los mármoles de Grecia e Italia. En efecto, en las construcciones monumentales se impuso la piedra por su belleza y durabilidad. Sin embargo, en las viviendas ordinarias el uso de la madera persistió como refuerzo de muros de mampostería de ladrillo o adobe, más o menos rudimentarios, y sobre todo, en la construcción de techos.

3.4 LA EDAD MEDIA

La Edad Media es la época del florecimiento del uso de la madera como material estructural. En el norte y el centro de Europa, la madera fue el material predominante en la construcción de viviendas y estructuras menores de todo tipo. La piedra se reserva para las construcciones monumentales. Aun en las regiones mediterráneas donde fue siempre más escasa que en el norte, se sigue utilizando la madera como refuerzo de muros y para techar.

Pero fue quizás en las Islas Británicas donde el uso de la madera alcanzó el máximo refinamiento artesanal y artístico. De las rudimentarias chozas de los primeros tiempos se derivaron durante la Edad Media diversos sistemas constructivos.

Una primera modalidad peculiar de Inglaterra fue la casa de "crucks" (3.10, 3.12, 3.25). Los "crucks" eran piezas curvas labradas de troncos de árboles con la forma apropiada, con las cuales, partiéndolas por la mitad, se formaba una especie de arco (figura 3.17). Estos arcos constituían los elementos resistentes fundamentales. En la figura citada se muestran algunos detalles típicos. Para las uniones se utilizaban pijas de madera dura. Los muros, que podían ser de carrizos o ramaje con barro, no solían contribuir a so-

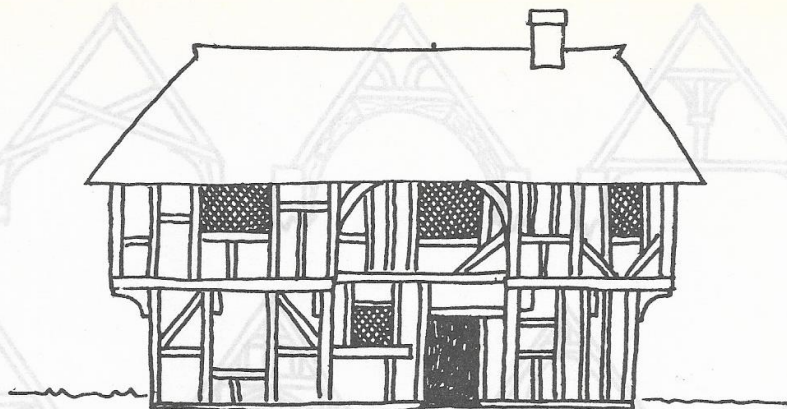
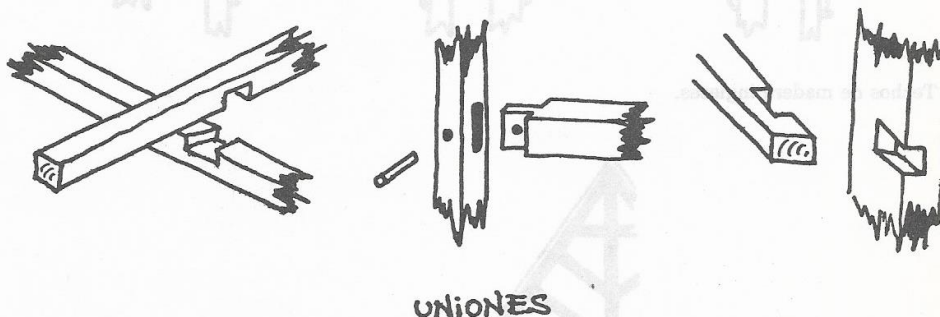


FIGURA 3.18 Casa medieval con armazón de madera.



portar el techo, que se hacía de paja o, menos frecuentemente, de algún material. El sistema se empleó durante siglos tanto para viviendas como para graneros, establos y edificios semejantes. Aun hoy perduran algunos ejemplos.

El sistema de "crucks" implicaba un alto consumo de piezas de madera de gran escuadría así como algunas desventajas funcionales. Cuando la madera empezó a escasear, la construcción con "crucks" fue desplazada por sistemas a base de poste y dintel, que requerían menos madera y permitían el uso de piezas de menor sección. Este fue el origen de las típicas construcciones medievales de armazón de madera aparente y muros de relleno de ramaje y barro o algún tipo de mampostería, que todavía se conservan en las antiguas poblaciones tanto de Gran Bretaña como de gran parte de Europa. En la figura 3.18 se ilustra un ejemplo de esta clase de edificios junto con detalles de unión típicos. En lugar de clavos metálicos, todavía poco comunes, se recurría al uso de pijas de maderas duras.

En las iglesias y otros edificios de cierta importancia se utilizaba mampostería de piedra para los muros sobre los que se apoyaba la estructura de madera del techo. Así, los muros de mampostería asumieron la función estructural que en las estructuras de armazón de madera anteriormente descritas correspondían a postes de madera. Fue en la construcción de los techos de estos edificios en los que se combinaba la piedra con la madera donde la inventiva y el sentido artístico de los artesanos ingleses se manifestaron en forma más notable. En la figura 3.19 se muestran algunos de los sistemas estructurales comunes.

La madera se utilizó incluso en las iglesias góticas con bóveda de piedra para soportar la cubierta de entarimado y láminas de plomo, cobre o pizarra para protección contra la intemperie. En la figura 3.20 se representa un sistema constructivo típico, con rudimentarias armaduras de madera.

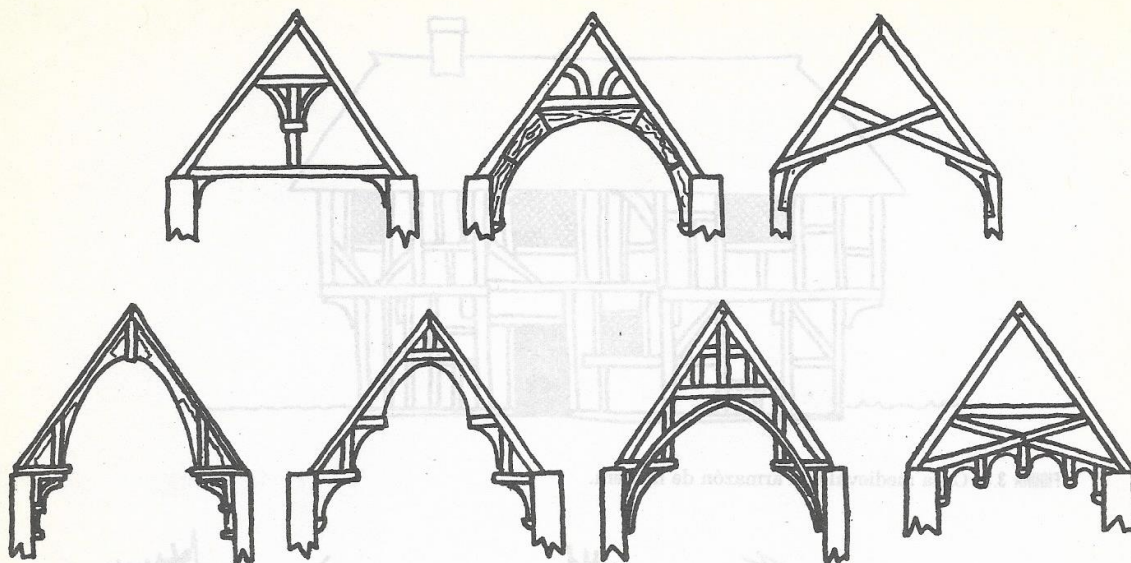


FIGURA 3.19 Techos de madera ingleses.

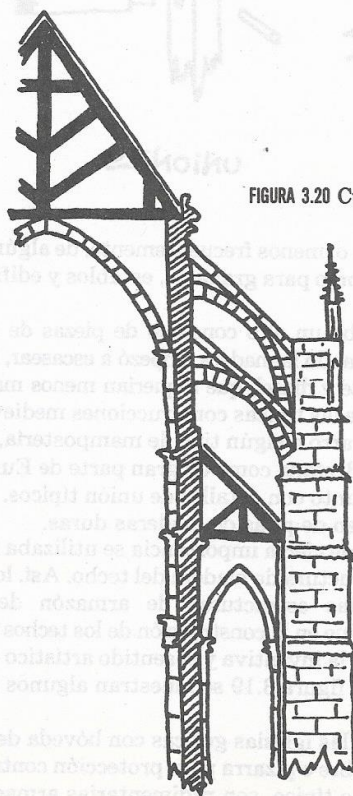


FIGURA 3.20 Cubierta de madera en iglesias góticas.

La madera se utilizó incluso en las iglesias góticas para soportar la cubierta de la nave central y las capillas laterales. En la figura 3.20 se muestra un sistema constructivo típico, con elementos estructurales de madera que soportan la cubierta de la nave central y las capillas laterales. Este sistema constructivo es típico de las iglesias góticas de madera, donde la madera se utilizó para soportar la cubierta de la nave central y las capillas laterales. Este sistema constructivo es típico de las iglesias góticas de madera, donde la madera se utilizó para soportar la cubierta de la nave central y las capillas laterales.

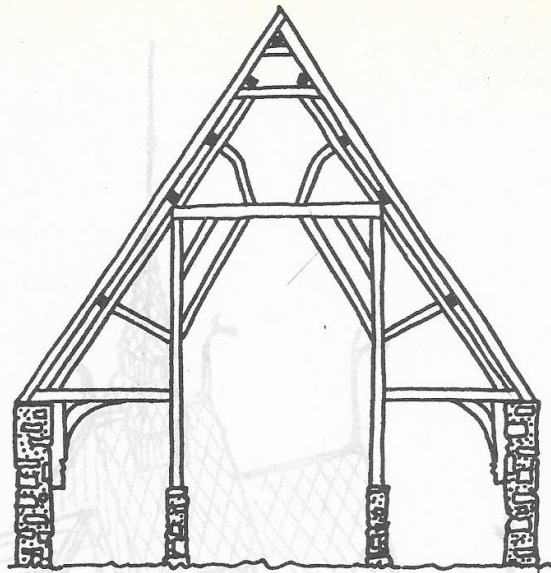


FIGURA 3.21 Granero inglés.

Un uso de la madera durante el medioevo inglés, menos espectacular que algunos de los descritos, pero sin embargo, interesante, fueron los edificios para actividades relacionadas con la agricultura como el reproducido en la figura 3.21. Muchos de los graneros y establos construidos en Estados Unidos y Canadá desde la época de los primeros colonizadores hasta nuestros días muestran influencias de las antiguas estructuras inglesas.

3.5 EL NORTE DE EUROPA

En las Islas Británicas la progresiva escasez de madera impuso restricciones a su uso como material de construcción ya en la Edad Media. En las construcciones ordinarias se utilizaba en combinación con mampostería para formar los muros. En las iglesias y palacios los muros eran de piedra y la madera se reservaba para los techos. En los países del norte de Europa, donde no se hizo notar la escasez de madera, la madera siguió siendo el material de construcción por excelencia incluso para estructuras de tipo monumental. Las aplicaciones más interesantes son las iglesias de postes ("staves") de los países escandinavos y las iglesias rusas.

El sistema estructural de las iglesias escandinavas que predominó de los siglos XI a XIV, se basaba en el uso de piezas verticales de carga rigidizadas en su parte superior por elementos formando algún tipo de triangulación (3.1). Para encerrar el espacio se utilizaban tablas. Generalmente los postes se apoyaban sobre zapatas de piedras en lugar de estar hincados directamente en el suelo, como en edificios de épocas anteriores, lo que favoreció su durabilidad. Todavía se conservan algunas iglesias de este tipo. En la figura 3.22 se muestran las características principales de las iglesias de postes ("stave") escandinavas. Otro tipo de construcción de madera propio de las regiones escandinavas fueron campanarios como el de la figura 3.23.

Las iglesias rusas, se caracterizan por su planta octagonal y las formas caprichosas de sus cúpulas. Los muros solían construirse con troncos horizontales (3.1). Una de las más famosas, es la Iglesia de la Transfiguración, erigida en Kizhi, Carelia, en 1714. En la figura 3.24 se ilustra una estructura típica.

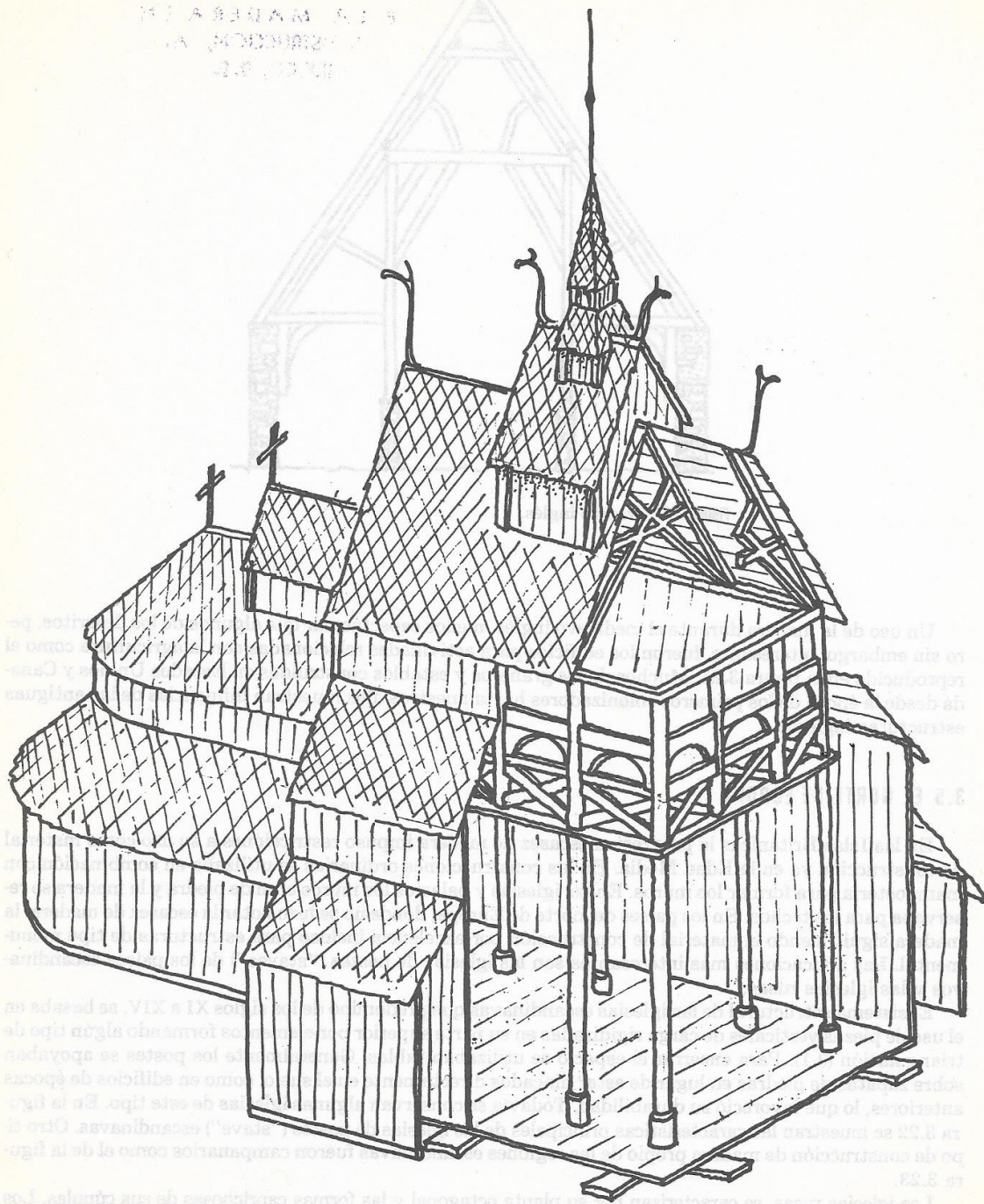


FIGURA 3.22 Iglesia noruega.

**PROPIEDAD
DEL
CONSEJO NACIONAL
DE LA MADERA EN
LA CONSTRUCCION, A. C.
MEXICO, D. F.**

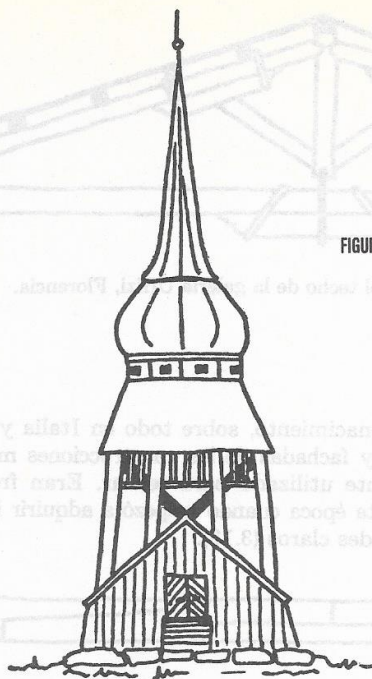


FIGURA 3.23 Campanario sueco.

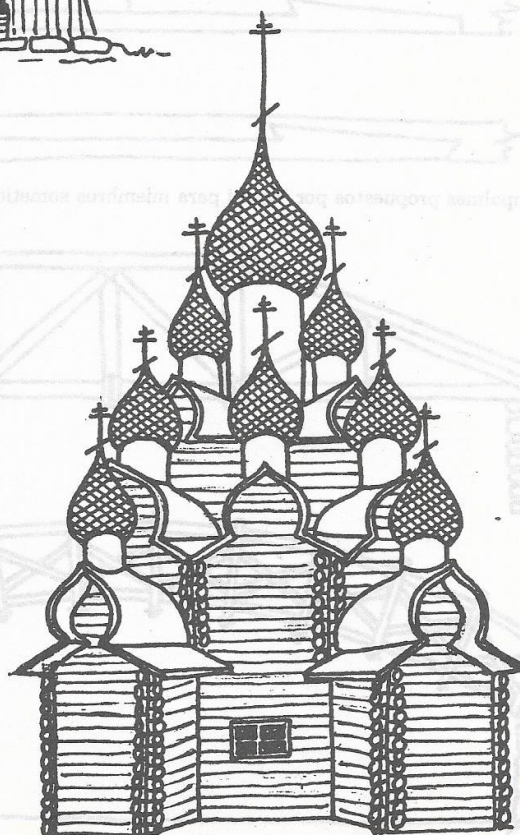


FIGURA 3.24 Iglesia rusa.

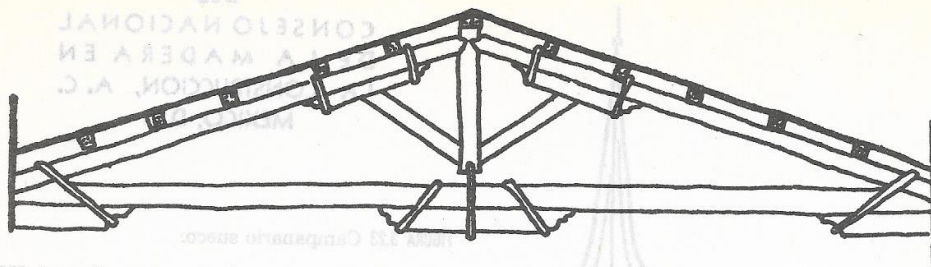


FIGURA 3.25 Armadura proyectada por Vasari para el techo de la galería Uffizi, Florencia.

3.6 EL RENACIMIENTO

En los países europeos donde floreció el Renacimiento, sobre todo en Italia y Francia, aunque la piedra fue el material preferido para los muros y fachadas de las construcciones monumentales, la madera siguió siendo el material más comúnmente utilizado para techar. Eran frecuentes los techos artesanales elaboradamente tallados y fue en esta época cuando empezó a adquirir importancia la armadura como sistema estructural para salvar grandes claros (3.13).

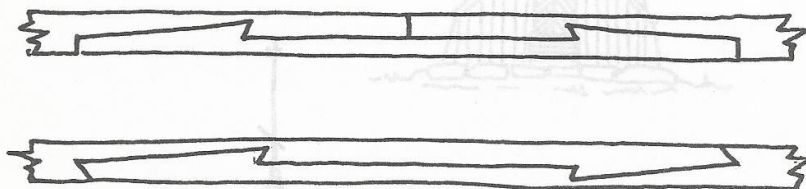


FIGURA 3.26 Empalmes propuestos por Vasari para miembros sometidos a tensión.

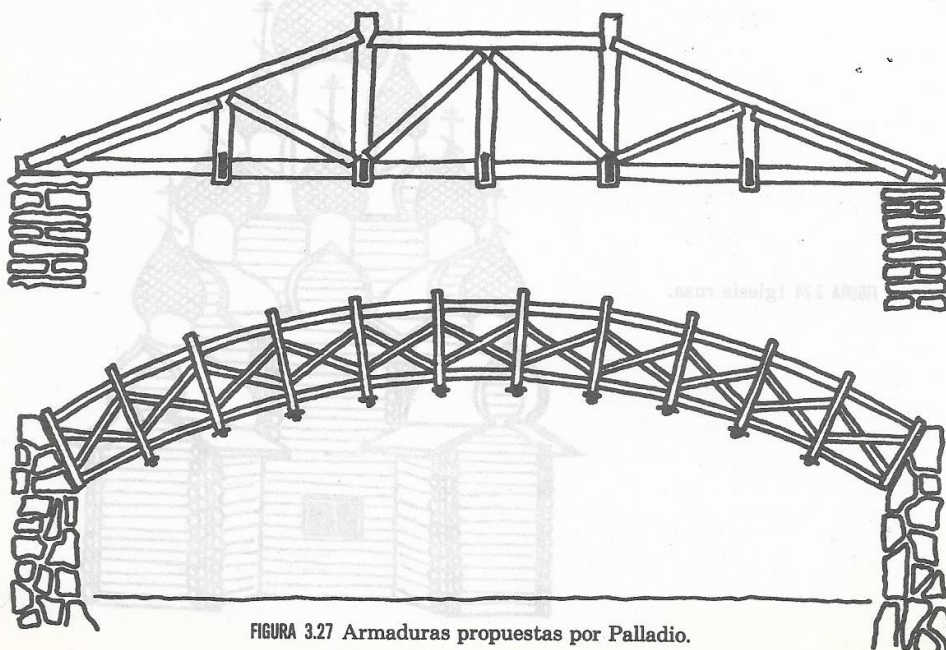


FIGURA 3.27 Armaduras propuestas por Palladio.

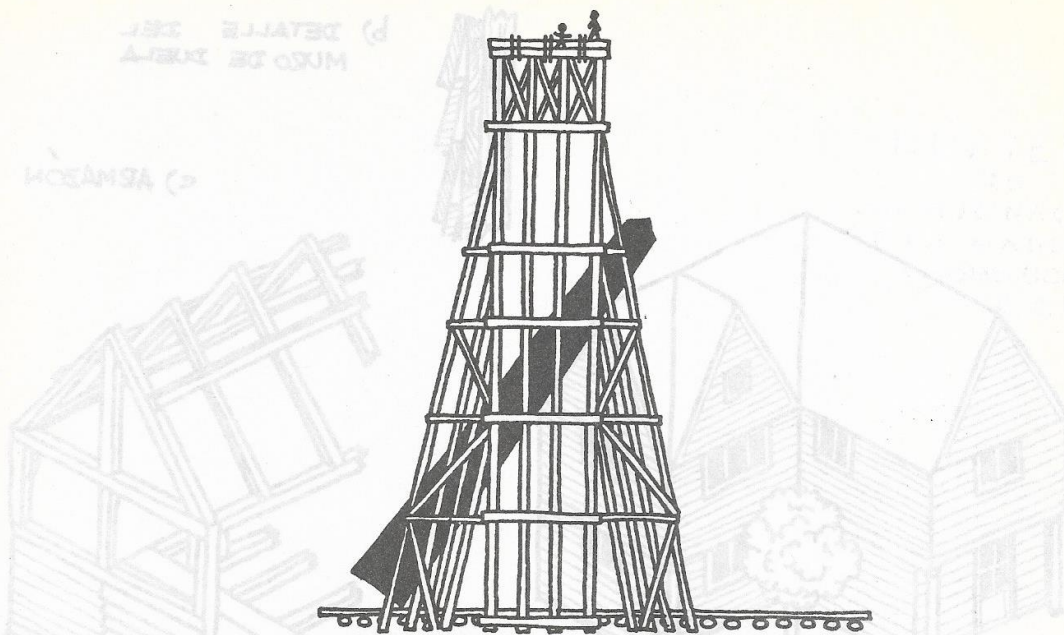


FIGURA 3.28 Obra falsa proyectada por Fontana para mover el obelisco en Roma (1586).

En Italia, Vasari (1511-1574) proyecta una armadura para techar la Galería Uffizi de Florencia (figura 3.25) y propone diversos tipos de empalmes para unir miembros de madera sometidos a tensión (figura 3.26). Andrea Palladio (1518-1580) escribe un tratado sobre arquitectura en que analiza los usos estructurales de la madera. Además desarrolla diversos tipos de armaduras trianguladas tanto para techos como para puentes (figura 3.27). En 1586 Doménico Fontana (1543-1607) (3.3) diseña una ingeniosa estructura provisional de madera para transportar el obelisco desde el Circo Máximo, donde fue inicialmente colocado por los romanos, hasta su localización actual en la Plaza de San Pedro, en Roma (figura 3.28). En Francia Philibert de L'Orme (1510-1570) contribuye el desarrollo de la armadura moderna ideando la manera de aprovechar piezas pequeñas para salvar claros grandes (5.13).

3.7 DEL RENACIMIENTO A LA ÉPOCA MODERNA

Las estructuras de madera construidas durante la Época Clásica y el Renacimiento son notables, especialmente si se considera lo limitado de los recursos tecnológicos con que contaban sus creadores. Por una parte las herramientas disponibles eran rudimentarias. El hacha en sus distintas variantes fue la principal. Otras herramientas usuales fueron el martillo, los escoplos y formones y taladros rudimentarios. Sin embargo, la sierra no fue de uso común hasta el siglo XIX. Los clavos y demás elementos de unión metálicos se utilizaban raramente. Por otra parte no se poseían los conocimientos teóricos y matemáticos requeridos para analizar científicamente el comportamiento de las estructuras; se procedía por intuición, condicionada por la experiencia de generaciones de constructores.

En los siglos posteriores al Renacimiento pueden observarse importantes cambios en los usos estructurales de la madera. Con Galileo, Coulomb, Euler, Newton, Young, Hooke y otros se empieza a establecer los principios científicos para el análisis racional del comportamiento de los materiales y de las estructuras. En Francia el Conde de Buffon prueba cientos de vigas de madera para el Ministro de Marina de Luis XV. En 1792, Belidor publica "La Science des Ingenieurs", el primer texto sobre ingeniería

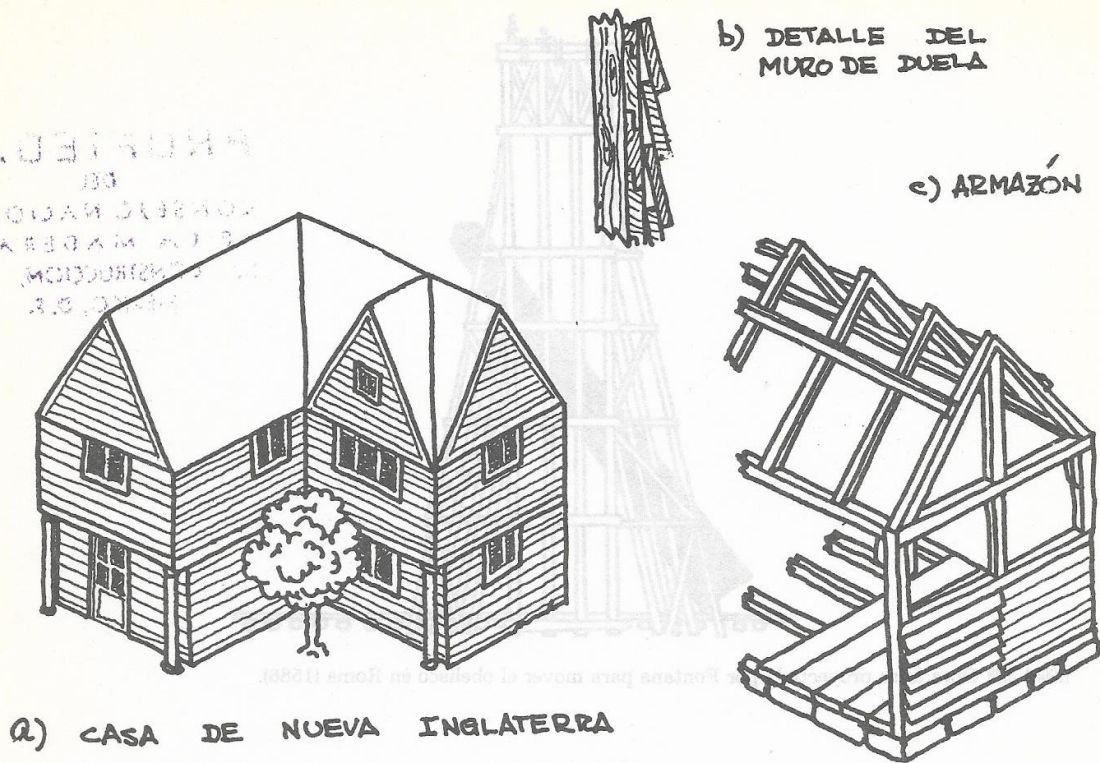


FIGURA 3.29 Casas de armazón de madera con revestimiento de tablas

con una base científica. En su obra, Belidor, fundándose en resultados experimentales, propone reglas para dimensionar vigas de madera. Sin embargo, no es sino hasta el siglo XIX cuando se generaliza la aplicación de principios científicos al diseño de estructuras de madera, con lo que se logra un aprovechamiento más eficiente de la madera que conduce a piezas más esbeltas que las típicas en épocas anteriores.

El siglo XIX se caracteriza por la mecanización de la producción industrial, proceso que se refleja en las aplicaciones estructurales de la madera. La industrialización de la fabricación de clavos, que antes se producían por métodos artesanales, hace que éstos se vuelvan fácilmente asequibles a costos bajos, lo que simplifica notablemente la unión de piezas de madera. Se extiende también el uso de tornillos. La sierra en sus diversas formas tiende a reemplazar al hacha y se inicia la producción en serie de piezas de sección estándar por métodos mecanizados. Como consecuencia de estos adelantos técnicos surge ya a mediados del siglo XIX el concepto de prefabricación: en 1854 se exhiben en la Exposición Internacional de París unas casas prefabricadas desmontables (3.14).

No obstante todo este avance tecnológico, en el siglo XIX la madera pierde el papel predominante como material de construcción que hasta entonces había tenido, ante el empuje de nuevos materiales como el acero y el concreto y la introducción de métodos industrializados para la producción de materiales tradicionales como los ladrillos de barro. Sin embargo, como se indicó en la Introducción, sigue siendo un material de construcción de interés considerable por proceder de un recurso natural renovable y porque sus aplicaciones estructurales implican un consumo reducido de recursos energéticos. Además nuevos avances de la tecnología, como el desarrollo de elementos estructurales laminados y de productos industrializados como el triplay han extendido el campo de aplicación de la madera.

Se considerarán aquí únicamente dos casos particulares que ilustran cómo ha evolucionado el uso de la madera en los últimos tiempos: Estados Unidos y Canadá, que han tenido un desarrollo semejante, y México, donde las experiencias con la madera como material estructural han sido muy diferentes.

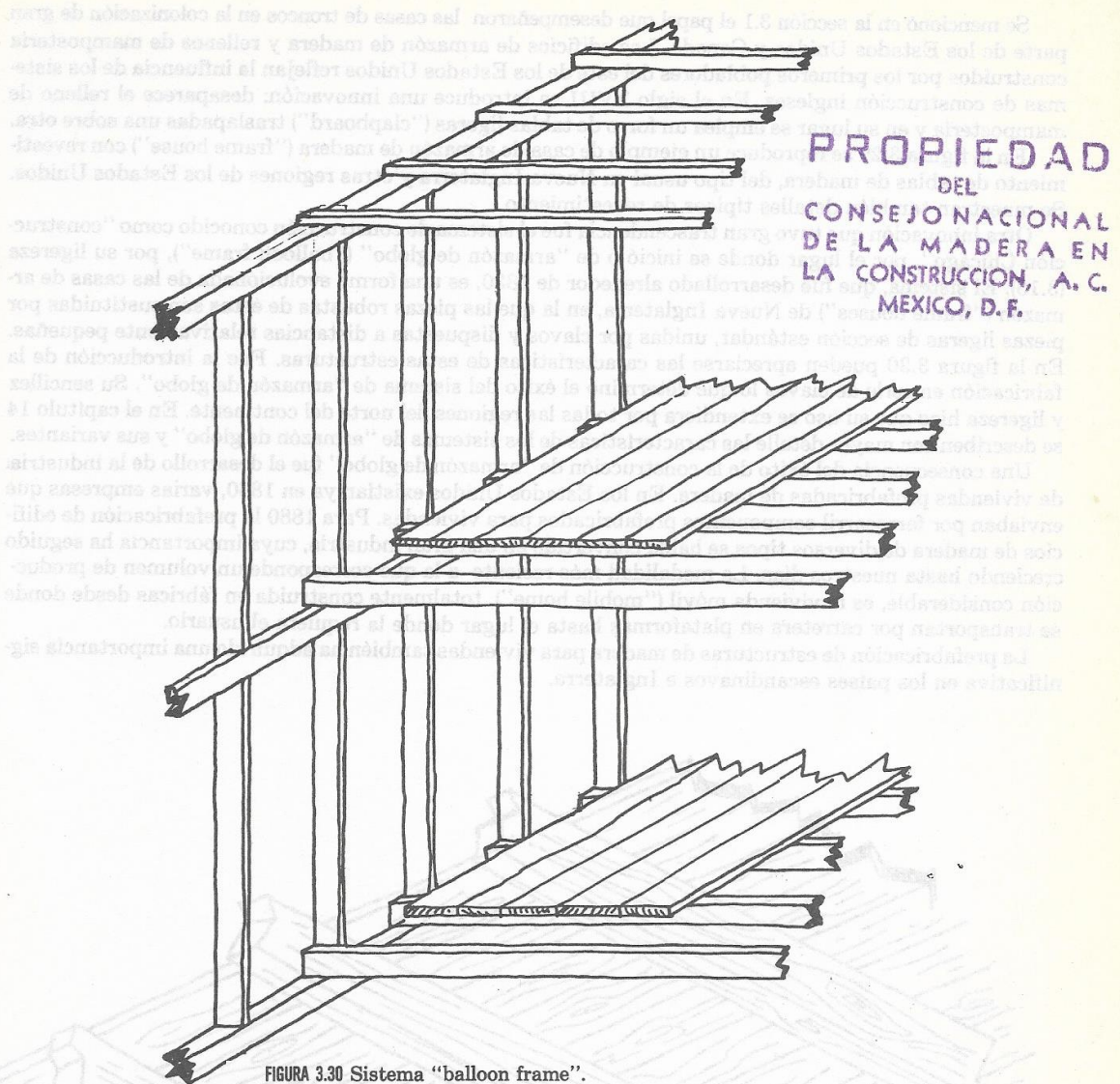


FIGURA 3.30 Sistema "balloon frame".

Por brevedad no se comentan otras experiencias interesantes como la de los países escandinavos, donde la continuada abundancia de la madera sigue haciendo de ella un material preferido, o como la de Inglaterra y Alemania, donde a pesar de su relativa escasez es todavía un material competitivo gracias a los refinamientos técnicos con que se utiliza.

3.7.1 Estados Unidos y Canadá

Mientras que en Europa, en general, a partir del Renacimiento, el uso de la madera tiende a decaer a medida que disminuyen los recursos naturales y aparecen nuevos materiales de construcción, en los Estados Unidos, la madera conserva considerable importancia hasta nuestros días, especialmente en la producción de viviendas.

Se mencionó en la sección 3.1 el papel que desempeñaron las casas de troncos en la colonización de gran parte de los Estados Unidos y Canadá. Los edificios de armazón de madera y rellenos de mampostería construidos por los primeros pobladores del este de los Estados Unidos reflejan la influencia de los sistemas de construcción ingleses. En el siglo XVIII se introduce una innovación: desaparece el relleno de mampostería y en su lugar se emplea un forro de tablas ligeras ("clapboard") traslapadas una sobre otra.

En la figura 3.29 se reproduce un ejemplo de casa de armazón de madera ("frame house") con revestimiento de tablas de madera, del tipo usual en Nueva Inglaterra y otras regiones de los Estados Unidos. Se muestran también detalles típicos de revestimiento.

Otra innovación que tuvo gran trascendencia fue el sistema de construcción conocido como "construcción Chicago", por el lugar donde se inició o de "armazón de globo" ("balloon frame"), por su ligereza (3.13). El sistema, que fue desarrollado alrededor de 1830, es una forma evolucionada de las casas de armazón ("frame houses") de Nueva Inglaterra, en la que las piezas robustas de éstas son sustituidas por piezas ligeras de sección estándar, unidas por clavos y dispuestas a distancias relativamente pequeñas. En la figura 3.30 pueden apreciarse las características de estas estructuras. Fue la introducción de la fabricación en serie de clavos lo que determinó el éxito del sistema de "armazón de globo". Su sencillez y ligereza hizo que su uso se extendiera por todas las regiones del norte del continente. En el capítulo 14 se describen con mayor detalle las características de los sistemas de "armazón de globo" y sus variantes.

Una consecuencia del éxito de la construcción de "armazón de globo" fue el desarrollo de la industria de viviendas prefabricadas de madera. En los Estados Unidos existían ya en 1860, varias empresas que enviaban por ferrocarril componentes prefabricados para viviendas. Para 1880 la prefabricación de edificios de madera de diversos tipos se había convertido en una gran industria, cuya importancia ha seguido creciendo hasta nuestros días. La modalidad más reciente a la que corresponde un volumen de producción considerable, es la vivienda móvil ("mobile home"), totalmente construida en fábricas desde donde se transportan por carretera en plataformas hasta el lugar donde la requiera el usuario.

La prefabricación de estructuras de madera para viviendas también ha adquirido una importancia significativa en los países escandinavos e Inglaterra.

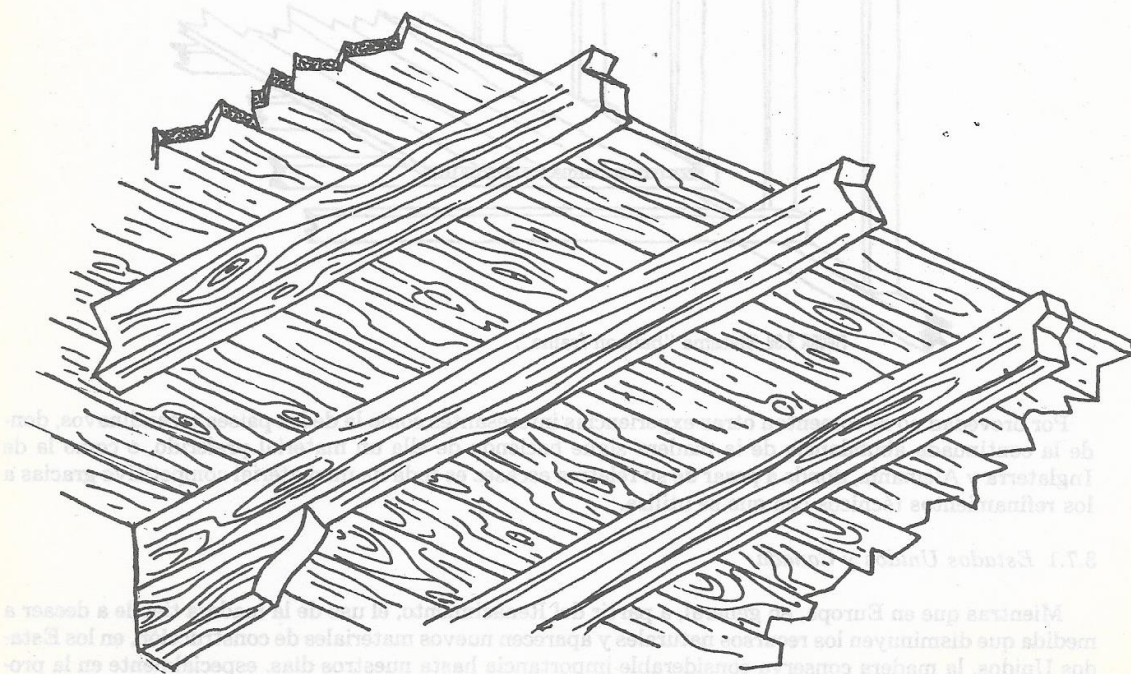


FIGURA 3.31 Detalle de un techo colonial.

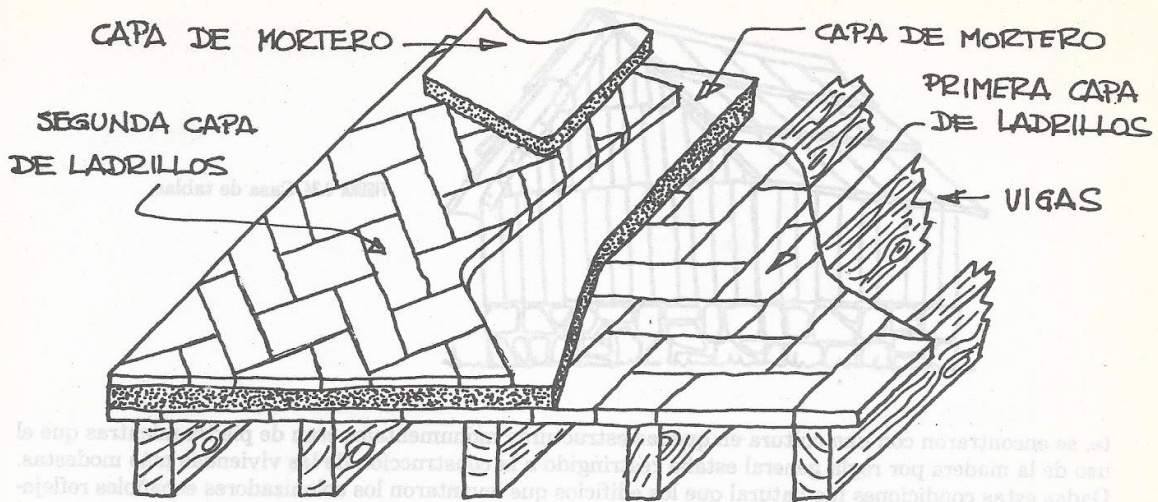


FIGURA 3.32 Bóveda catalana.

3.7.2 México

Los colonizadores ingleses que llegaron a América procedían de un país con una gran tradición en los usos estructurales de la madera y se encontraron con una región de abundantes recursos forestales. El que la madera fuera durante años el principal material de construcción fue consecuencia natural de estas circunstancias.

A su llegada a México los españoles también tuvieron a su disposición importantes recursos forestales. Sin embargo, en su país de origen, el uso de la madera, por su escasez, no estaba tan arraigado como en Inglaterra, en la construcción predominaba la mampostería y la aplicación de la madera solía estar restringida al refuerzo de muros y la formación de distintas modalidades de techos y pisos. Por otra par-

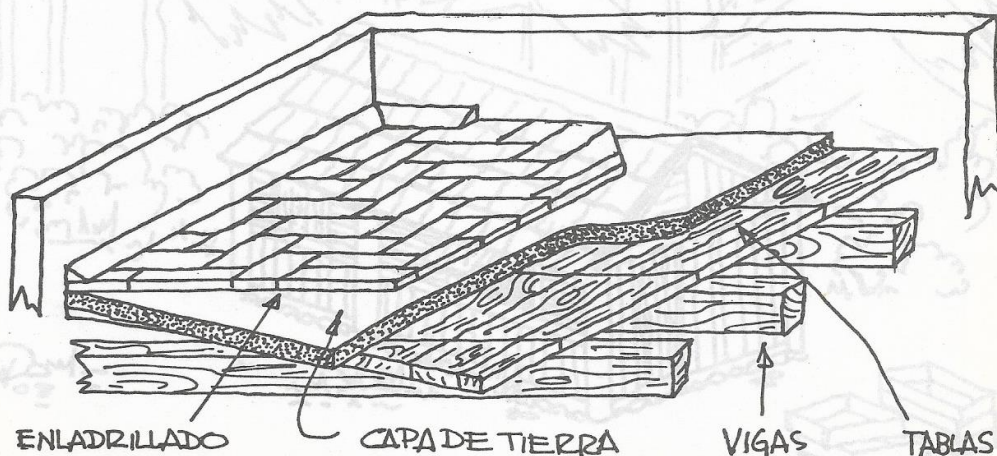


FIGURA 3.33 Techo de terrado

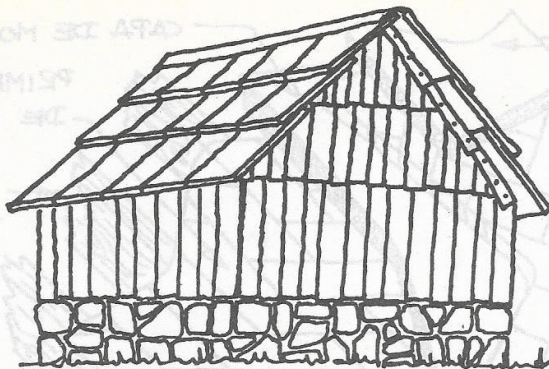


FIGURA 3.34 Casa de tablas.

te, se encontraron con una cultura en que las estructuras monumentales eran de piedra mientras que el uso de la madera por regla general estaba restringido a la construcción de las viviendas más modestas. Dadas estas condiciones fue natural que los edificios que levantaron los colonizadores españoles reflejaran las técnicas constructivas de su país de origen, tanto por tradición, como para aprovechar la experiencia en la construcción con piedra de los habitantes. Así en las construcciones importantes de la Colonia predomina la mampostería en los muros y en las bóvedas, mientras que para los pisos y algunos techos se utilizan grandes vigas de madera que soportan diversos materiales. En la figura 3.31 se ilustra el uso de la madera en estructuras de la época de la Colonia. Estos sistemas constructivos perduraron hasta bien entrado el siglo XIX, cuando se introduce el acero como material estructural.

En la arquitectura popular la madera llega a adquirir cierta importancia en algunas regiones. Un sistema constructivo todavía muy utilizado para techos y pisos es el de la llamada "bóveda catalana", consistente en vigas que soportan dos o más capas de ladrillos unidos con mortero de yeso (figura 3.32). Otro

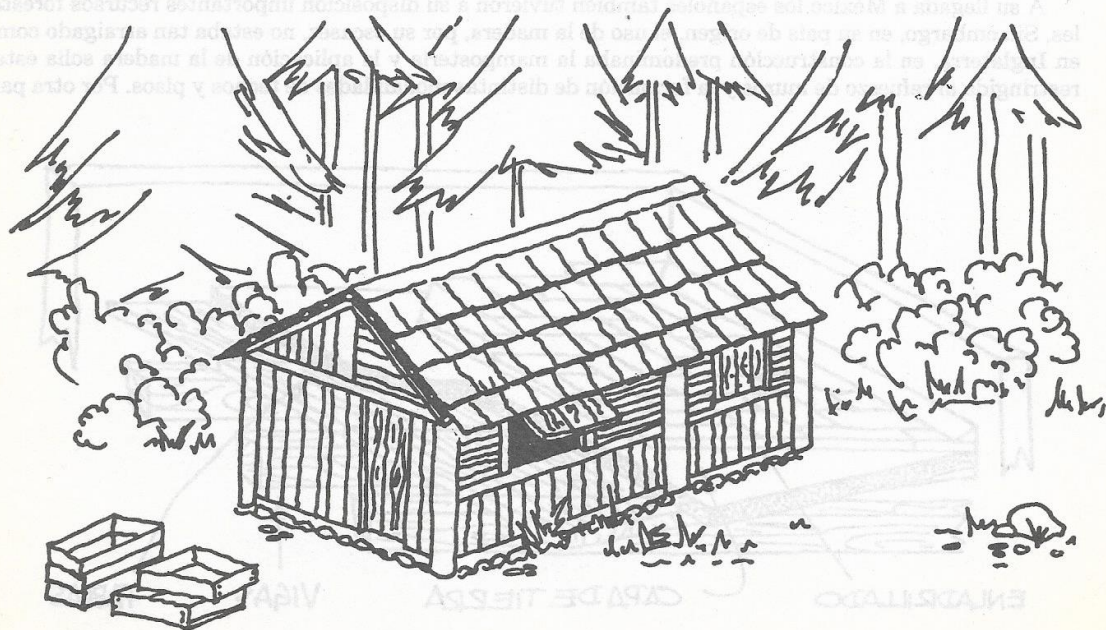


FIGURA 3.35 Casa de troncos y techo de tejamanil de la sierra de Puebla.

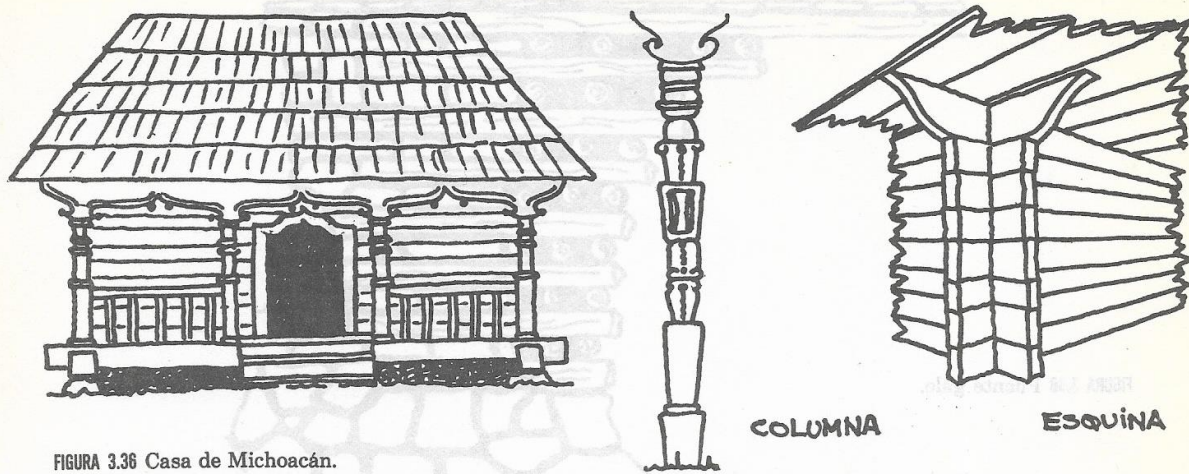


FIGURA 3.36 Casa de Michoacán.

sistema es el de los techos de “terrado”, en los que las vigas sostienen un entarimado sobre el que se coloca una capa de tierra protegida por un enladrillado (figura 3.33). Estos sistemas se utilizan en combinación con muros de mampostería de diversos tipos. En algunas regiones la madera se utiliza como material principal aunque en forma bastante rudimentaria. Para los techos se emplean teja, lámina o tejamanil. Esto es usual en las casas de tablas de los estados de Veracruz, México y otros (figura 3.34). En algunas regiones las casas se construyen de troncos con techos de tejamanil o lámina. De este tipo son las viviendas de la Sierra de Puebla, que recuerdan las construcciones semejantes de los países del norte del continente (figura 3.35). Las chozas yucatecas se mencionaron en la sección 3.2.

Una aplicación notable de la madera en la construcción de viviendas que demuestra un refinamiento artesanal mayor que el de los ejemplos citados es el de las casas de Michoacán (figura 3.36).

3.8 LA EVOLUCIÓN DE LOS PUENTES DE MADERA

Desde tiempos remotos los puentes han sido uno de los campos de la ingeniería estructural en que la madera ha encontrado aplicaciones más interesantes.

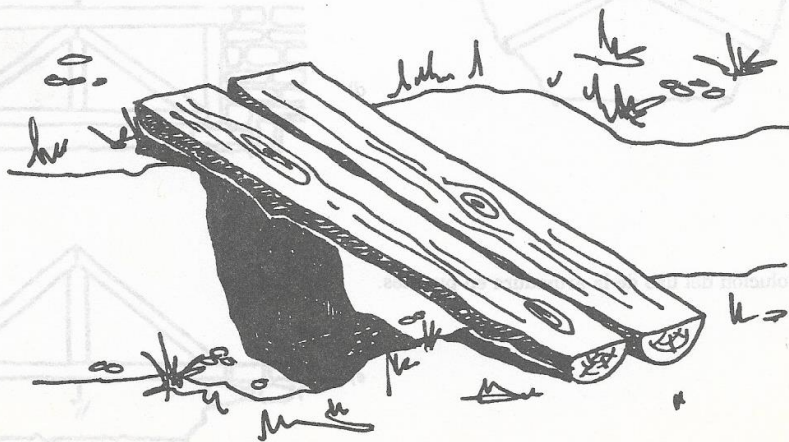


FIGURA 3.37 Puente primitivo.

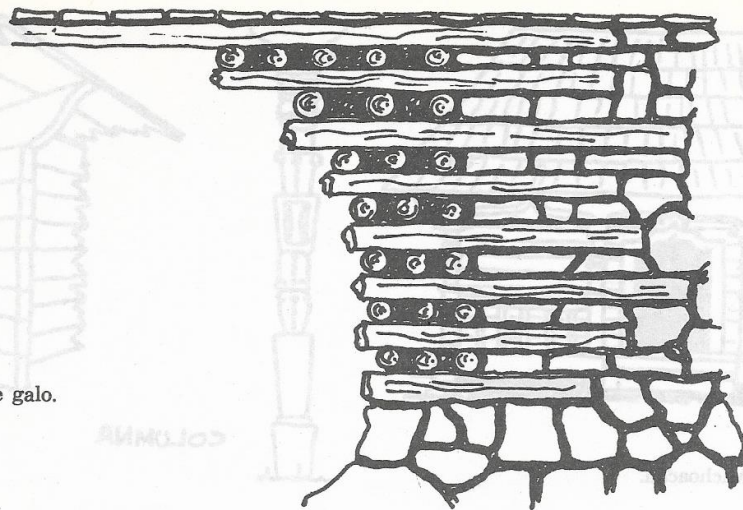


FIGURA 3.38 Puente galo.

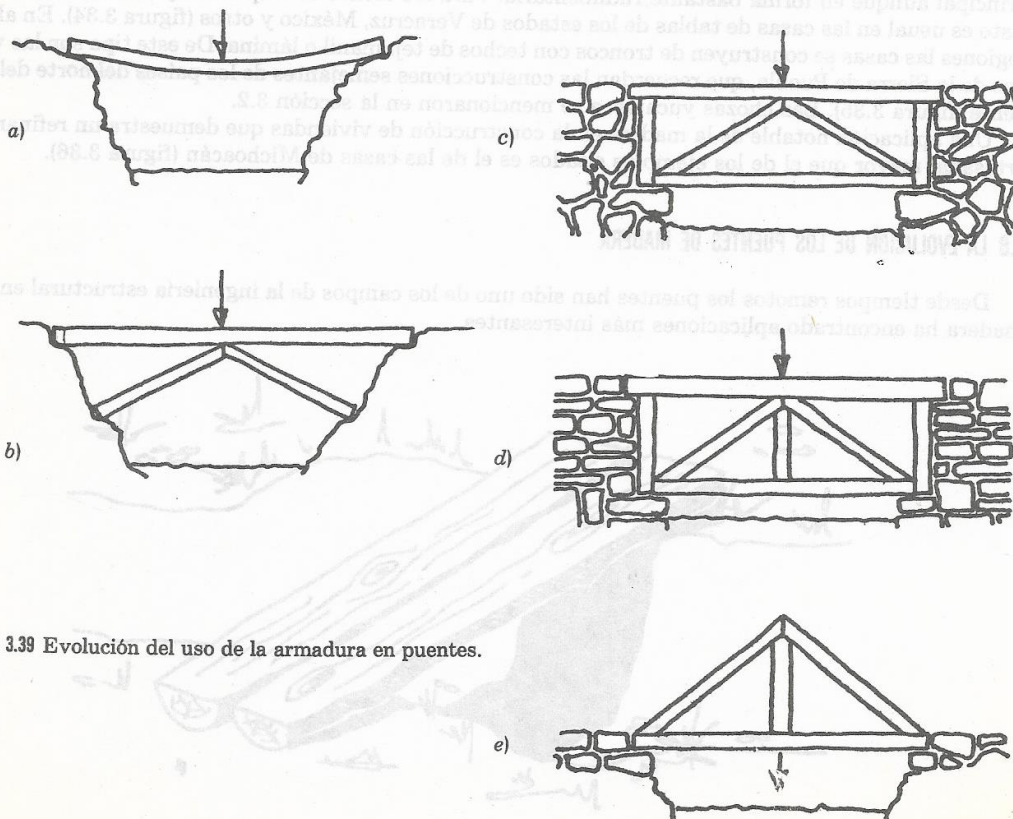


FIGURA 3.39 Evolución del uso de la armadura en puentes.

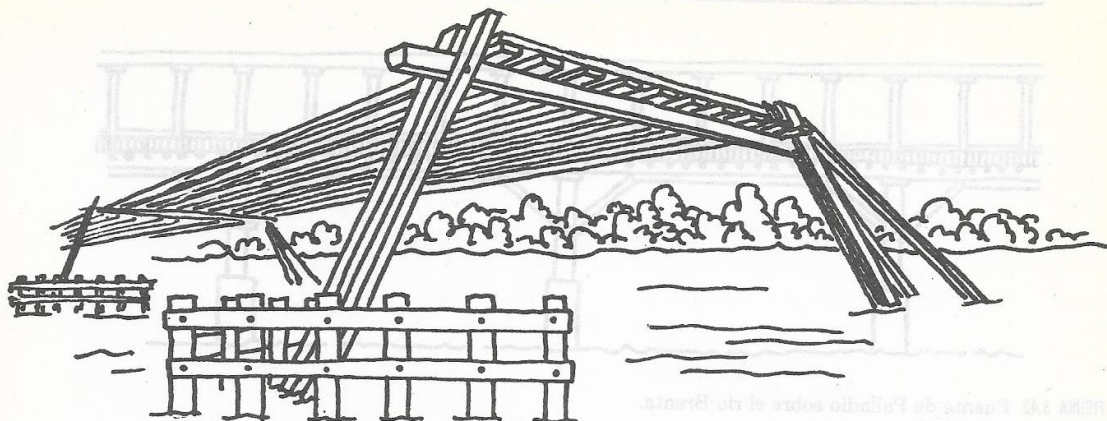


FIGURA 3.40 Puente de Julio César sobre el Rin.

Los primeros puentes probablemente consistieron en troncos de árboles tumbados sobre un arroyo o un barranco (figura 3.37). Una variante interesante es la construcción en voladizo (figura 3.38), utilizada por los galos y los chinos de la antigüedad. Para salvar claros mayores que los posibles con los troncos se desarrollaron armaduras sencillas. En la figura 3.39 se ilustra la forma en que quizás evolucionaron, de manera intuitiva, las primeras armaduras para puentes.

Los romanos construyeron puentes de madera de considerable importancia. Tito Livio menciona un puente sobre el Tíber, el Pons Sublicius, construido, probablemente, de vigas de madera apoyadas sobre pilas de mampostería, que fue destruido por los romanos en el siglo VII a. de J. C., para detener el avance de los etruscos sobre Roma (3.3, 3.11). Para su invasión de Alemania, Julio César tendió un puente de caballetes y vigas sobre el Rin, con una longitud total de unos 400 metros, en el breve plazo de diez días (figura 3.40). Más interesante desde un punto de vista estructural, fue el puente construido sobre el Danubio por Apolodoro de Damasco, en el año 99 d. de J. C., durante el reinado de Trajano (3.15). Las características generales de este puente pueden deducirse de un detalle grabado en la Columna de Trajano (figura 3.41). Apolodoro aprovechó el principio de la triangulación para formar armaduras de madera apoyadas sobre arcos también de madera. El ancho de la calzada era de aproximadamente 6.60 metros y la longitud total del puente, unos 1.200 metros divididos en veinte tramos. Las pilas sobre las que se apoyaba la estructura de madera eran de mampostería.

En el Renacimiento, Palladio, que ya fue mencionado en la sección 3.6 en relación con el uso de armaduras para techar, aplicó este tipo estructural a la construcción de un puente sobre el río Cismone con características muy parecidas a las de algunos puentes de armaduras modernos (figura 3.27-a). Anteriormente había proyectado un puente de largueros sobre el río Brenta, cerca de Bassano (figura 3.42). Las vi-

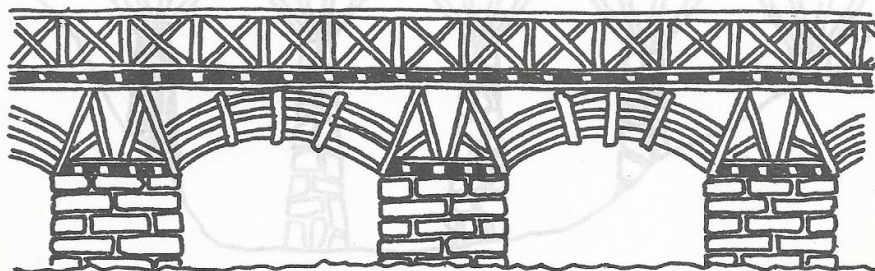


FIGURA 3.41 Puente de Trajano sobre el Danubio.

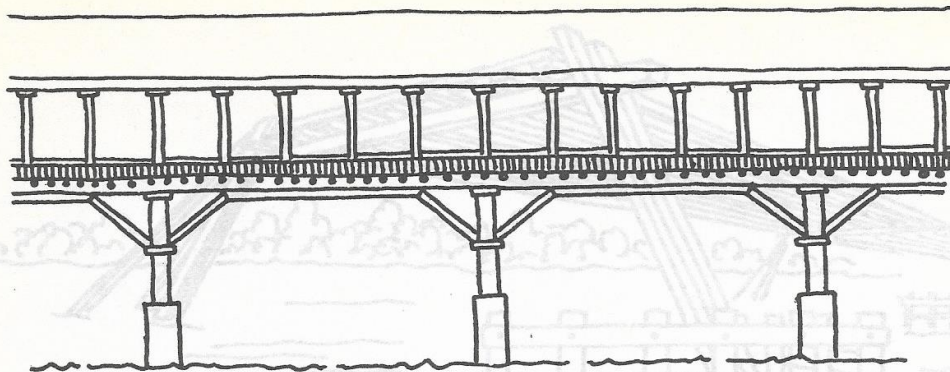


FIGURA 3.42 Puente de Palladio sobre el río Brenta.

gas tenían un claro de unos 11 metros y se apoyaban sobre caballetes de madera. Como refuerzo contaban con unos puntales inclinados en los extremos (3.13).

Durante el siglo XVIII los suizos construyeron una serie de puentes de madera, algunos de ellos con claros muy notables. En estas estructuras se recurrió a armaduras triangulares. Sin embargo, como aún no se tenía una idea clara de los principios de la triangulación, las armaduras se combinaban con arcos, una forma estructural de eficacia comprobada a través de la experiencia acumulada durante siglos de aplicación en la construcción de obras de mampostería. Otra característica de estos puentes fue el empleo de cubiertas como protección contra la acción de la intemperie, no sólo de los usuarios, sino también de las conexiones, la parte más vulnerable de las estructuras de madera. El ejemplo más notable fue el puente construido en Schaffhausen por un carpintero, Ulrich Grubenmann, con un claro de más de 120 metros, quizás uno de los mayores jamás alcanzado con una estructura de madera (3.15).

En Inglaterra todavía en el siglo XIX se construyeron algunos puentes de madera sobre todo para ferrocarril. I. K. Brunel (3.13), desarrolló un sistema de vigas apuntaladas por abanicos desplantados sobre pilas de mampostería (figura 3.43) y otro a base de armaduras ligeras. Sin embargo, en general el uso de la madera para estructuras de puentes es poco frecuente en Europa en épocas recientes. Esto puede atribuirse a la disminución gradual de las reservas forestales, al desarrollo de otros usos de la madera de mayor interés económico y a la introducción de nuevos materiales de construcción.

En los Estados Unidos, por el contrario, la madera, por su abundancia, siguió siendo el material preferido para la construcción de puentes hasta bien entrado el siglo XIX. A pesar de que los primeros puentes fueron proyectados por métodos empíricos los constructores americanos lograron soluciones de gran ingenio con las que salvaban claros importantes.

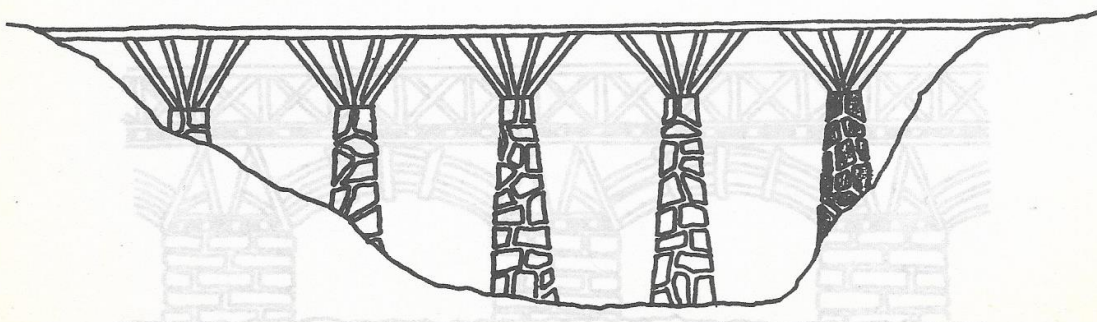
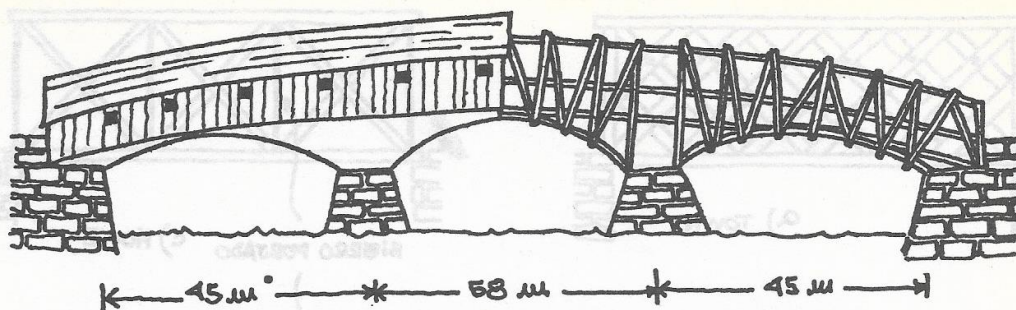
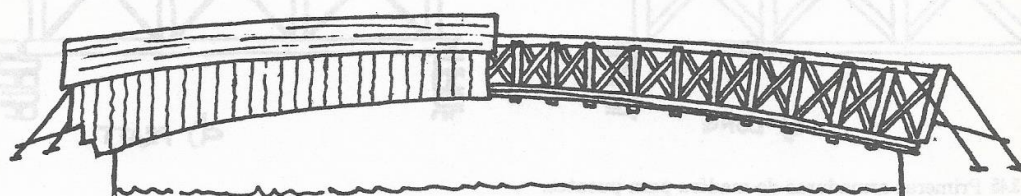


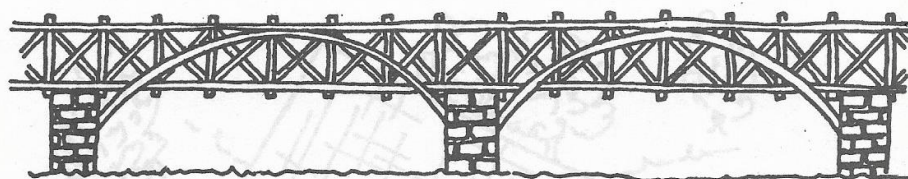
FIGURA 3.43 Puente en "abanico", del tipo proyectado por Brunel.



a) "PUENTE PERMANENTE" DE PALMER (1805)



b) "COLOSO" DE WERNWAG (1812)



c) PUENTE DE WATERFORD, DE BURR (1804)
(CUATRO CLAROS VARIABLES DE 47 A 55 m)

FIGURA 3.44 Puentes americanos de arcos combinados con sistemas triangulados.

Los primeros puentes americanos fueron de vigas o arcos sobre caballetes de pilotes de madera. Pronto se empezó a emplear armaduras trianguladas, combinadas de alguna forma con arcos, que, según algunos autores (3.16), estuvieron inspirados en las ideas de Palladio. (El primer puente de armaduras americano se construyó en 1764, veinte años después de la primera edición inglesa del "Tratado sobre la Arquitectura" de Palladio.) La desconfianza con que al principio se utilizaron las armaduras combinándolas con arcos, recuerda los sistemas estructurales suizos.

Tres ejemplos notables de los puentes de esta primera época (3.15, 3.12, 3.19) fueron el "Puente Permanente", en Filadelfia (figura 3.44a), el "Coloso", también en Filadelfia (figura 3.44b) y el "Waterford"

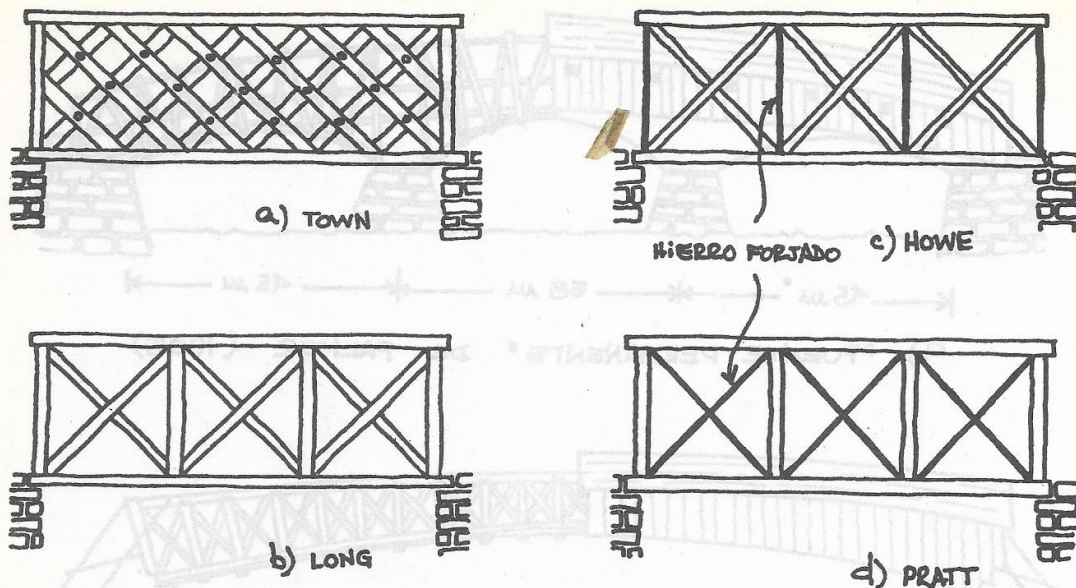


FIGURA 3.45 Primeras armaduras de madera para puentes.

(figura 3.44c), contruidos respectivamente por Timothy Palmer, Lewis Wernwag y Theodore Burr. El claro de 104 metros del "Coloso" parece que, hasta la fecha, no ha sido sobrepasado en América con una estructura de madera.

Como se ha visto, las primeras estructuras importantes para puentes combinaron los principios del arco y la armadura. En 1820 Ithiel Town (3.13, 3.17, 3.19) patentó un sistema estructural en que se

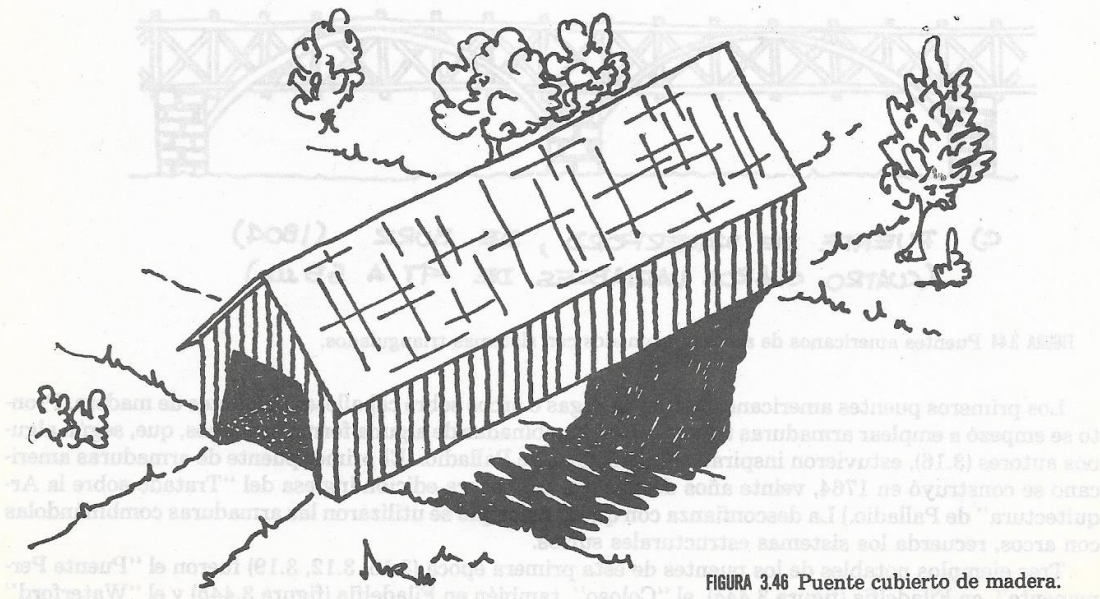
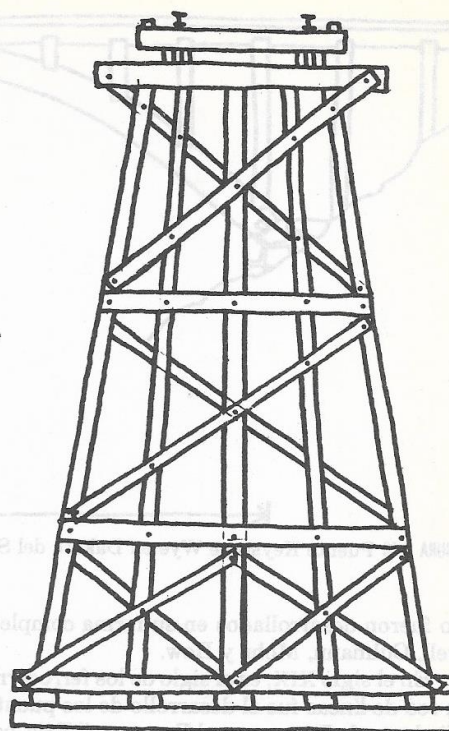
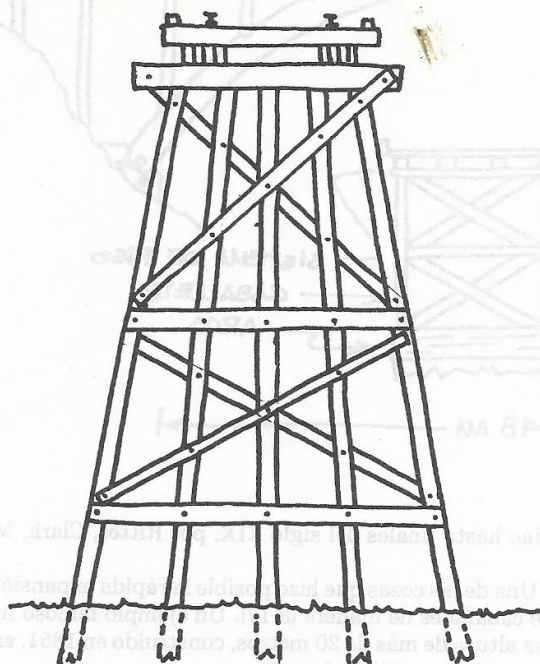


FIGURA 3.46 Puente cubierto de madera.

CABALLETE DE PÍLOTES HINCADOS



CABALLETE APOYADO

FIGURA 3.47 Caballetes de puentes para ferrocarril.

prescindía del principio del arco, lo que eliminaba los empujes horizontales sobre los estribos. Consistía este sistema en una armadura formada por tabloncillos diagonales cruzados para el alma y piezas horizontales para las cuerdas superior e inferior, constituyendo el conjunto una especie de celosía (figura 3.45a). Las armaduras de Town, con las que se llegó a salvar claros hasta de 60m, fueron muy utilizadas sobre todo en puentes para ferrocarril. Su éxito se debió a su sencillez. Las piezas del alma eran tabloncillos de dimensiones relativamente pequeñas, fáciles de conseguir, que podían unirse con clavos y pernos ordinarios. Las armaduras se colocaban a cada lado de la calzada, que generalmente se techaba.

El Teniente Coronel Long (3.15, 3.17, 3.19) patentó en 1830 una armadura para puente más parecida a las usuales en épocas más recientes. Las piezas eran más robustas y más espaciadas que las de las estructuras de Town (figura 3.45b).

En 1840 W. Howe (3.15, 3.17, 3.19) patentó un sistema en que se utilizaba hierro forjado para los miembros verticales y madera para los demás elementos (figura 3.45c). Poco después T. y C. Pratt patentaron un sistema semejante en que el hierro forjado se utilizaba para los miembros diagonales (figura 3.45d).

Al igual que los puentes suizos del siglo XVII los puentes de madera de los Estados Unidos se protegían con techumbre y costados (3.16, 3.19). Aún hoy en los estados del este siguen funcionando algunos puentes cubiertos, como el ilustrado en la figura 3.46.

El primero en aplicar principios científicos al diseño de puentes de madera fue Squire Whipple que publicó un folleto sobre el tema en 1847. Le siguió poco después Haupt, que publicó una obra de alcance parecido en 1851 (3.17). Sin embargo, los métodos formales de la estática para el análisis de la armadura

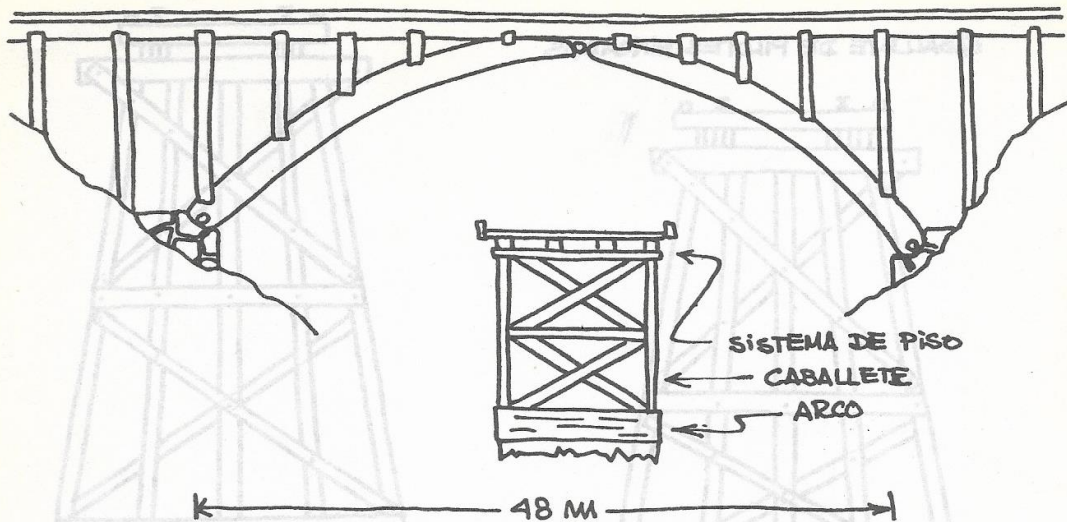


FIGURA 3.48 Puente Keystone Wye en Dakota del Sur.

no fueron desarrollados en su forma completa, sino hasta finales del siglo XIX, por Ritter, Clark, Maxwell, Culmann, Mohr y Bow.

En el siglo XIX, es el siglo de los ferrocarriles. Una de las cosas que hizo posible la rápida expansión de la red de líneas fue el desarrollo de los puentes de caballetes de madera (3.17). Un ejemplo famoso fue el Viaducto de Portage en el Ferrocarril Erie, con una altura de más de 20 metros, construido en 1851, en un plazo de un año. Estructuras semejantes todavía se siguen utilizando.

En los Estados Unidos, a pesar de que en años recientes el acero y el concreto han pasado a ser los materiales preferidos para la construcción de puentes, la madera continúa desempeñando un papel significativo. Han contribuido a mantener la madera como material económicamente competitivo, el desarrollo de la madera laminada, el mejoramiento de los tratamientos para aumentar la durabilidad de la madera y el empleo de métodos de prefabricación (3.20). En los parques de los Bosques Nacionales de los Estados

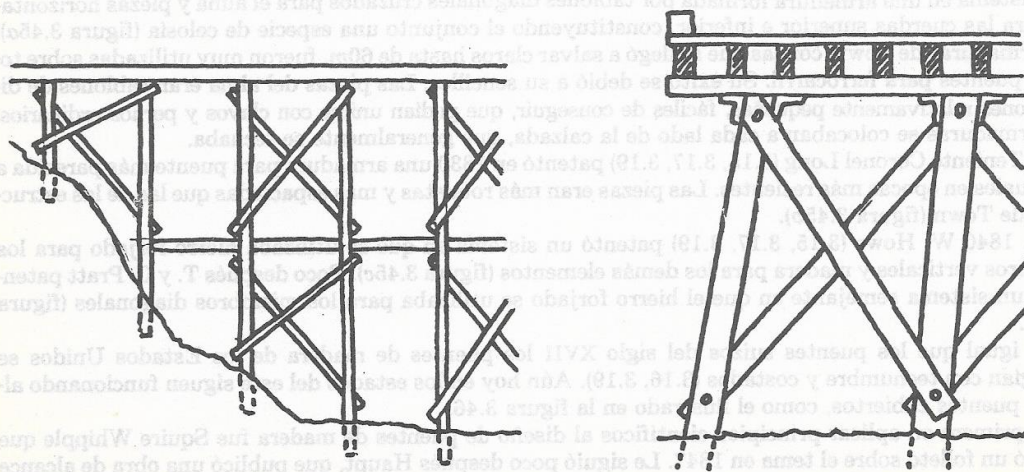


FIGURA 3.49 Puente carretero de caballetes y largueros.

Unidos se encuentran en servicio más de 7,500 puentes de madera. La longitud total de los puentes hechos de madera de las compañías de ferrocarril es superior a 2,400 kilómetros. Los puentes comúnmente usados para ferrocarriles son a base de caballetes, que soportan vigas de madera (3.21). En la figura 3.47 se muestra una estructura usual.

Recurriendo al uso de estructuras de madera laminada se han logrado construir puentes carreteros con claros del orden de 50 metros, como el Keystone Wye, en Dakota del Sur, representando esquemáticamente en la figura 3.48. Sin embargo, donde con mayor frecuencia resulta competitiva la madera es en claros inferiores a 30 metros en carreteras de segundo orden, de tránsito poco intenso. El sistema estructural más utilizado es de caballetes, soportando largueros con diversos sistemas de piso (figura 3.49). En el Canadá el uso de la madera para puentes está aún más extendido (3.22).

REFERENCIAS

- 3.1 Hans Jürgen Hansen, editor, "Architecture in Wood", *The Viking Press*, Nueva York, 1971.
- 3.2 Amos Rapoport, "House Form and Culture", *Prentice Hall*, Englewood Cliffs, N. J., 1969.
- 3.3 G. E. Sandström, "Man the Builder", *Mc Graw-Hill*, Nueva York, 1972.
- 3.4 Bertil Almgren, editor, "The Vikings", *Tre tryckare*, Gotemburgo, 1966.
- 3.5 H. Ceballos Lascrain "La prefabricación y la vivienda en México" *Centro de Investigaciones Arquitectónicas*, UNAM, México, D.F., 1974.
- 3.6 Vicente Riva Palacio y otros, "México a través de los siglos", Tomo I, "Historia antigua y de la Conquista". *Publicaciones Herrerías*, México, D.F., 1889.
- 3.7 G. C. Vaillant, "La civilización azteca", *Fondo de Cultura Económica*, México, D.F., 1973.
- 3.8 L. Kahn, editor, "Shelter", *Shelter Publications*, Bolinas, California, 1973.
- 3.9 J. P. Dunfield, "Log Cabin Construction", 2a ed., publicado por el autor, 3333 Southgate Road, Ottawa, Canadá, KIV 7 y 3, 1974.
- 3.10 F. H. Crossley, "Timber Building in England", *Batsford*, Londres, 1951.
- 3.11 Banister Fletcher. "A History of Architecture" (Eighteenth Edition), *The Athlone Press*, Londres, 1975.
- 3.12 L. W. Ison, "English Architecture Through the Ages", *Arthur Parker Limited*, Londres, 1966.
- 3.13 D. Beckett y P. Marsh, "An Introduction to Structural Design: Timber", *Surrey University Press*, Londres, 1971.
- 3.14 J.A. Fernández Ordóñez, "Prefabricación: teoría y práctica", *Editores Técnicos Asociados S.A.*, Barcelona, 1974.
- 3.15 H. J. Hopkins, "A Span of Bridges", *Davis and Charles*, Newton Abbot, Inglaterra, 1970.
- 3.16 Allen, "Covered Bridges of the Northeast" revised edition, *The Stephen Press*, Brattleboro, Vermont 1974.
- 3.17 J. Kip Finch, "The Story of Engineering", *Doubleday and Co.*, Garden City, Nueva York 1960.
- 3.18 "La habitación rural", *Instituto Nacional de la Vivienda*, México, 1969.
- 3.19 D.B. Steinman y S. R. Watson, "Bridges and their Builders", *Dover Publications*, Nueva York.
- 3.20 "Modern Timber Highway Bridges: A State of the Art Report", *American Institute of Timber Construction*, Englewood, Colorado, 1970.
- 3.21 "Manual for Railway Engineering", *American Railway Engineering Association*, Chicago, 1970.
- 3.22 "Modern Timber Bridges", *Canadian Institute of Timber Construction*. 3a. edición, Ottawa, 1970.
- 3.23 M. Bramwell, editor, "The International Book of Wood", *Simon and Schuster*, Nueva York, 1976.
- 3.24 H. Wittfoht, "Puentes: ejemplos internacionales", *Gustavo Gili*, Barcelona, 1975.
- 3.25 R. Harris, "Discovering Timber-Framed Buildings", *Shire Publications*, Princes Risborough, Aylesbury, Bucks., Inglaterra, 1978.

Unión se encuentran en servicio más de 7,500 puentes de madera. La longitud total de los puentes hechos de madera de las compañías de ferrocarril es superior a 2,400 kilómetros. Los puentes comúnmente usados para ferrocarriles son a base de caballetes, que soportan vigas de madera (3.21). En la figura 3.21 se muestra una estructura usual.

Respecto al uso de estructuras de madera laminada se han logrado construir puentes carreteros con claros del orden de 50 metros, como el Keystone Wye en Dakota del Sur, representando espantosos esfuerzos en la figura 3.22. Sin embargo, donde con mayor frecuencia resulta competitiva la madera es en claros inferiores a 30 metros en carreteras de segundo orden, de tránsito poco intenso. El sistema estructural más utilizado es de caballetes, soportando largueros con diversos sistemas de piso (figura 3.23). En el Canadá el uso de la gradera para puentes está aún más extendido (3.23).

BIBLIOGRAFÍA

- 3.1 Hans Jørgen Jørgensen, editor, "Architecture in Wood", The Viking Press, Nueva York, 1971.
- 3.2 James Rappoport, "House Form and Culture", Prentice Hall, Englewood Cliffs, N. J., 1969.
- 3.3 G. E. Sanderson, "Man the Builder", Mc Graw-Hill, Nueva York, 1972.
- 3.4 Bertil Aringren, editor, "The Vikings", The Viking Press, Nueva York, 1969.
- 3.5 H. Caballero Lascuán, "La prehistoria y la vivienda en México", Centro de Investigaciones Arqueológicas, UNAM, México D.F., 1974.
- 3.6 Víctor Rivas Velasco y otros, "México a través de los siglos", Tomo I, "Historia antigua y de la conquista", Ediciones Nueva, México D.F., 1989.
- 3.7 G. C. Valliant, "La civilización azteca", Fondo de la Cultura Económica, México D.F., 1973.
- 3.8 J. Kahn, editor, "Sticks", Sticks Publications, Bolinas, California, 1973.
- 3.9 J. P. Daintith, "Log Cabin Construction", 2a ed., publicado por el autor, 3233 Southgate Road, Ottawa, Canadá K1V 1Y 3, 1974.
- 3.10 F. H. Crossley, "Timber Building in England", Batsford, Londres, 1951.
- 3.11 Reinhold Fischer, "A History of Architecture", 10th edition, The Athlone Press, Londres, 1970.
- 3.12 L. W. Iain, "English Architecture Through the Ages", Arthur Barker Limited, Londres, 1966.
- 3.13 D. B. Brown y J. Marsh, "An Introduction to Structural Design Timber", Surrey University Press, Londres, 1971.
- 3.14 J. A. Fernández Ordoñez, "Pratificación teórica y práctica", Editores Técnicos Asociados S.A., Barcelona, 1974.
- 3.15 H. J. H. J. "A Span of Bridges", Davis and Clark, Newton Abbot, Inglaterra, 1970.
- 3.16 Allen, "Covered Bridges of the Northeast", revised edition, The Stephen Press, Harrisburg, Vermont, 1974.
- 3.17 A. G. Finch, "The Story of Engineering", Doubleday and Co., Garden City, Nueva York, 1960.
- 3.18 "La habitación rural", Instituto Nacional de la Vivienda, México, 1969.
- 3.19 D. B. Seaman y E. R. Watson, "Bridges and their Builders", Dover Publications, Nueva York, 1970.
- 3.20 "Modern Timber Highway Bridges: A State of the Art Report", American Institute of Timber Construction, Englewood, Colorado, 1970.
- 3.21 "Manual for Railway Engineering", American Railway Engineering Association, Chicago, 1970.
- 3.22 "Modern Timber Bridges", Canadian Institute of Timber Construction, 2a edición, Ottawa, 1970.
- 3.23 M. Branswell, editor, "The International Book of Wood", Simon and Schuster, Nueva York, 1972.
- 3.24 H. Wittich, "Puentes: ejemplos internacionales", Gustavo Gili, Barcelona, 1975.
- 3.25 H. Harris, "Discovering Timber-Framed Buildings", Sticks Publications, Princes Risborough, Aylesbury, Bucks, Inglaterra, 1978.

4. Aplicaciones estructurales de la madera en México

4.1 CONSIDERACIONES GENERALES

Antes de describir las principales aplicaciones estructurales de la madera en México, es interesante hacer algunas consideraciones sobre los productos forestales en general. En la tabla 4.1 se proporcionan datos de producción de los principales. La madera aserrada es la que ha recibido una geometría determinada a través de un proceso de aserrado manual o mecánico. Según una clasificación propuesta por la Organización de las Naciones Unidas para la Agricultura y la Alimentación (FAO) (4.10) los tableros o paneles son elementos planos obtenidos por diversos procedimientos industriales. Se incluye entre ellos el triplay o madera contrachapada. La pasta de madera o pulpa es la materia prima que sirve para la fabricación de papel, cartón y otros productos a base de celulosa. En la tabla 4.1 se presentan por separado la producción de papel y la de pulpa destinada a otros usos.

Además de los productos consignados en la tabla 4.1 cabe mencionar también la madera rolliza (o en rollo) y la madera utilizada como leña o para la fabricación de carbón vegetal, renglones que en los países en desarrollo tienen considerable importancia (4.10). (Se entiende por madera rolliza la que no se elabora antes de su uso.)

En las tablas 4.1 y 4.2 se comparan los consumos y producciones de los principales productos forestales correspondientes a México con los de varios países de muy distintas características. La 4.1 está basada en la referencia 4.12, en la que se reseña información recopilada por la FAO, y la tabla 4.2, en la referencia mencionada y la 4.11.

TABLA 4.1 Producción forestal en millones de unidades (datos de 1974) (referencia 4.12).

	México	E.U.A	Japón*	Brasil
Maderas aserradas de coníferas (m ³)	1.7	56.2	32.5	4.5
Maderas aserradas de otras especies (m ³)	1.4	16.4	12.0	3.5
Tableros o paneles (m ³)	0.2	28.9	9.3	1.4
Pulpa de madera (ton)	0.4	43.7	10.0	1.3
Papel, cartón, etc. (ton)	1.3	52.1	15.6	1.9

TABLA 4.2 Consumo anual de productos forestales por millar de habitantes (datos de 1974) (referencias 4.11 y 4.12)

	México	E.U.A	Japón	Brasil
Maderas aserradas de coníferas (m ³)	31	265	296	45
Maderas aserradas de otras especies (m ³)	25	77	109	35
Madera contrachapada (triplay) (m ³)	2	74	71	7
Tableros o paneles (m ³)	2	63	14	7
Pulpa de madera (ton)	7	206	91	13
Papel, cartón, etc. (ton)	24	246	142	19

La tabla 4.1 pone de relieve el volumen relativamente bajo de nuestra producción de madera. En la tabla 4.2 pueden apreciarse las notables diferencias que existen entre los consumos por habitante de los diversos productos de madera de países latinoamericanos, como México y Brasil, y los de los Estados Unidos y Japón. Se observa que los consumos de los países latinoamericanos apenas se comparan con los de países altamente desarrollados. Esto hace suponer que la demanda de madera aumentará en los países latinoamericanos a medida que se eleve su nivel de desarrollo. En efecto, la FAO (4.9) señala que en estos países los consumos por habitante tienden a aumentar, mientras que en los países altamente desarrollados parecen estar disminuyendo, por la mayor eficiencia en la utilización de la madera y su sustitución por otros materiales. En general en los países latinoamericanos la mayor parte de la madera se emplea en forma poco elaborada y el consumo de leña sigue teniendo gran importancia. En los países desarrollados, por el contrario, existe una tendencia al uso de formas cada vez más industrializadas de la madera, como lo indican, por ejemplo, los datos sobre consumos de tableros de la tabla 4.2.

En la tabla 4.3 se presenta un desglose aproximado de los 6.9 millones de metros cúbicos de madera mencionados en el inciso 2.3, a los que ascendió la producción de México en 1975, según la Cámara Nacional de las Industrias Derivadas de la Silvicultura. El desglose se hizo con base en la información contenida en la referencia 4.10.

TABLA 4.3 Producción anual de México de productos de madera. (Estimación para 1975 basada en datos de la referencia 4.11.)

Productos	Millones de metros cúbicos ¹
Tablas y tableros	3.1
Madera para celulosa (pasta)	1.6
Leña y carbón	0.4
Durmientes	0.5
Trozas para chapa	0.3
Cajas de empaque	0.2
Diversos ²	0.8
Total	6.9

¹ Los volúmenes dados son los metros cúbicos de la madera en rollo utilizados en la producción de los diversos productos, salvo en el caso de las tablas y tableros, cuyo volumen fue estimado con base en sus medidas comerciales.

² Se incluye aquí postes para líneas de transmisión y para cercas, pilotes y otros productos con volúmenes totales relativamente pequeños.

El dato correspondiente al volumen de madera destinado a la leña parece poco realista. Este volumen es evidentemente difícil de estimar, pero no cabe duda que es muy grande. Según la FAO (4.9), la mitad de la madera que se consume en el mundo corresponde a leña, siendo el consumo latinoamericano tres veces superior al de Europa o Estados Unidos. No parece razonable esperar que México escape a esta tendencia en algún tiempo. Incluso no sería extraño que aumentara el consumo dado al creciente costo de los demás energéticos. Por otra parte cabe señalar que hay maderas de calidad y dimensiones poco útiles industrialmente que conviene aprovechar como combustible.

De la tabla 4.3 se desprende la importancia que tienen los productos de madera para usos estructurales tales como las tablas y tableros, los durmientes, los postes y otros. En las secciones siguientes se presentan algunos comentarios sobre estos productos y otras aplicaciones estructurales de la madera en México.

4.2 MADERA ROLLIZA

Por *madera rolliza* o *madera en rollo* suele entenderse los troncos de madera que se emplean sin mayor elaboración. Su consumo en México, como en toda América Latina, es alto aunque se observa una tendencia a su sustitución por formas más elaboradas.

La madera rolliza es todavía de uso bastante común en México en la construcción sencilla y tradicional. En algunas regiones se emplea en andamiajes, cimbras o encofrados y obras falsas de diversos tipos, aunque parece observarse una tendencia a su sustitución por elementos aserrados o de acero. Para postes de líneas de transmisión de energía eléctrica compete con éxito con los postes de concreto o acero. Antiguamente era el material usual para pilotes. En las minas sigue empleándose para obras de apuntalamiento. En algunos puentes de caballete para ferrocarril todavía se utilizan como elementos verticales de carga. Frecuentemente la parte inferior de estos elementos se hinca en el suelo a modo de pilote. (figura 3.47).

Las dimensiones de los elementos de madera rolliza son variables. Sin embargo el diámetro no suele exceder de 35 cm y la longitud rara vez es superior a unos 25 m.

4.3 MADERA LABRADA

Se denomina *madera labrada* la que se obtiene dando la forma requerida con hacha o azuela. Las piezas de madera labradas son todavía de uso común en la construcción rústica. Generalmente son piezas relativamente robustas utilizadas como vigas, postes, pilotes o cabezales de caballetes para puentes.

Para cabezales y usos semejantes son comunes las piezas cuadradas de 30 a 35 cm de lado y longitudes de unos 4 a 7 m. Para postes de diversos tipos se utilizan secciones menores.

Las dimensiones aproximadas más usuales para las secciones de vigas son 10 × 20 cm y 20 × 40 cm. Las longitudes no suelen pasar de unos 8.5 m. Una aplicación típica de las vigas es en los techos llamados de "bóveda catalana". (Véase la sección 3.7.2.) La manera de elaborar la madera labrada implica desperdicios importantes, por lo que es de esperar que esta modalidad tienda a ser sustituida por la aserrada, que permite un mejor aprovechamiento de la madera en rollo.

4.4 MADERA ASERRADA

4.4.1 Consideraciones generales

Madera aserrada es la que se obtiene cortando trozas longitudinalmente con sierra manual o mecánica. Como puede apreciarse en las tablas 4.1 y 4.3 en México corresponde a la madera aserrada el primer lugar entre los productos forestales con algún grado de elaboración.

La mayor parte de la madera aserrada se destina a obras provisionales de diversos tipos (cimbras y obras falsas). A diferencia de otros países donde la madera aserrada es el material preferido para la construcción de vivienda, en México son poco comunes las construcciones permanentes en que predomine este material. Otros usos de la madera aserrada son la fabricación de muebles, bandejas de carga, envases y embalajes diversos, en el entibado de minas y la elaboración de durmientes.

4.4.2 Dimensiones usuales

Comercialmente la madera aserrada se consigue en México con una variedad relativamente amplia de dimensiones. Por tradición es costumbre dar las medidas en unidades inglesas: pulgadas para anchos y espesores, pies para longitudes. Todavía es usual estimar los volúmenes en pies-tablón* aunque existe una tendencia a cambiar al metro cúbico como unidad. Las dimensiones utilizadas para identificar las piezas de madera son nominales y suelen corresponder a las dimensiones de la pieza en estado verde. Al dimensionar debe considerarse las medidas reales, que dependerán de la forma de aserrado, de la modalidad con que se haya trabajado la pieza (cepillada o simplemente aserrada) y de la contracción por secado.

Las dimensiones nominales de las piezas de madera aserrada comúnmente utilizadas en México suelen ser combinaciones de las siguientes medidas (4.1):

*El pie-tablón es igual al volumen de una pieza de una pulgada de grosor por un pie de ancho por un pie de longitud.

1 pie tablón = 0.00236 m³; 1 m³ = 423.73 pies tablón

- Ancho: 4, 6, 8, 10, 12 pulgadas
- Grosor: 1/2, 3/4, 1, 1-1/2, 2, 2-1/2, 3, 3-1/2, 4 pulgadas
- Largo: 8-1/4, 10, 14, 16 y 20 pies

Las discrepancias entre medidas reales y nominales de las piezas ofrecidas comercialmente son muy variables. En algunos casos las diferencias llegan a ser de 1/2" a 3/4". Estas variaciones constituyen uno de los factores que más inhibe al uso racional de la madera en estructuras permanentes, especialmente en el caso de sistemas con algún grado de prefabricación en los que la normalización de medidas es esencial. El establecimiento de un sistema estándar de medidas de madera aserrada y su aceptación tanto por productores como por usuarios es sin duda una condición fundamental para el desarrollo adecuado de las aplicaciones estructurales de la madera. Al respecto es interesante la referencia 4.8.

La variabilidad de dimensiones no es el único factor desfavorable que reduce el atractivo de la madera como material estructural en México. Existe poco control sobre el contenido de humedad: a veces la madera se pone a la venta en condición prácticamente verde. En general el tratamiento de secado se limita a almacenar la madera bajo techado apilándola de manera que el aire circule libremente entre las piezas. Es poco frecuente el secado en estufa. Los tratamientos fungicidas, insecticidas y como protección contra incendios son raros. El mejoramiento de estos aspectos también requiere consideración.

A continuación se definen algunos de los términos utilizados en la industria de la madera para designar las piezas más usuales.

- *Tablas y tablonés.* Madera de menos de 2 pulgadas de grosor, más de 1 pulg de ancho y longitud de 8-1/4 a 20 pies. Se usa también el término *duela* para designar a las tablas de poco espesor. A las tablas con anchos menores de 6 pulg a veces se les llama *listones* o *barrotes*.
- *Girón.* Madera de 2 × 2 pulg de sección.
- *Madera dimensional.* Madera con grosor entre 2 y 4 pulg y 2 o más pulg de ancho. Por lo regular los largos son inferiores a los 8-1/4 pies.
- *Cuadrados y vigas.* Madera de 4 pulg o más como dimensión menor. Las longitudes empiezan en los 8-1/2 pies y a veces exceden los 20 pies. Las vigas más comunes son las de 4 × 8 pulg de sección.
- *Polines.* Piezas de 4 × 4, 3 × 3 y 3 × 4 pulg de sección y longitudes entre 8-1/4 y 20 pies.

La madera puede clasificarse por el grado de elaboración o maquila al que ha sido sometida. Pueden distinguirse las siguientes variantes.

- *Madera áspera* Madera que muestra las marcas de la sierra en las cuatro superficies.

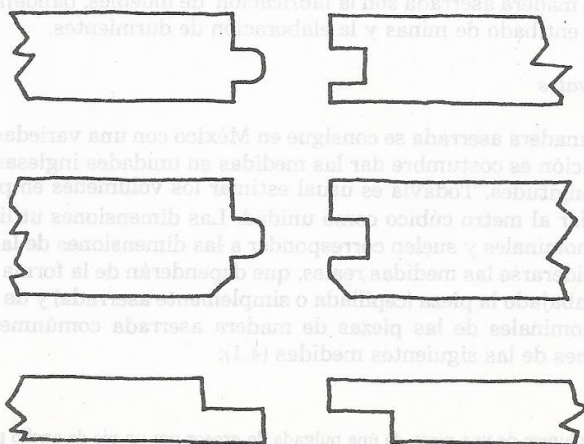


FIGURA 4.1 Tipos de machihembrado.

- *Madera cepillada.* Madera con una o varias de sus superficies lisas.
- *Madera maquillada.* Madera cepillada y machihembrada. En la figura 4.1 se muestran algunos tipos de machihembrado.

En las referencias 4.5 y 4.12 se proporciona información adicional sobre el uso de la madera aserrada en México.

4.4.3 Método de corte

La forma más sencilla de convertir las trozas en piezas de madera de sección rectangular apropiadas para las aplicaciones estructurales comunes consiste en hacer cortes tangenciales como se indica en la figura 4.2a. Las piezas obtenidas de esta manera ofrecen una textura grata debido a los dibujos formados por las fibras en las caras, pero tienen tendencia a curvarse o alabearse y a desgastarse fácilmente. Puede también recurrirse a cortes radiales como los mostrados en la figura 4.2b. El corte radial proporciona piezas de textura uniforme, con poca tendencia al alabeo y buena resistencia al desgaste, pero implica mayor dificultad en el corte y mayor desperdicio que el método tangencial. Para contrarrestar estos últimos inconvenientes sin perder totalmente las ventajas del corte radial es frecuente recurrir a modalidades como las mostradas en las figuras 4.2c y 4.2d.

4.4.5 Clasificación y calidad de las maderas comerciales para fines estructurales

La clasificación de las piezas de madera ofrecidas comercialmente para fines estructurales se encuentra todavía en estado bastante rudimentario (4.1). Por otra parte, no parecen existir normas sobre tolerancias en dimensiones. Como se señaló anteriormente, el contenido de humedad está poco controlado. La información sobre las especies de madera ofrecida es escasa. A lo sumo se tienen datos sobre procedencia; así se habla de madera de Durango o de Chiapas. Si se considera que el número de especies de pino es del orden de cincuenta y que sus propiedades mecánicas pueden ser bastante diferentes resultan evidentes las incertidumbres con que se enfrenta el proyectista de una estructura de madera al intentar asignar

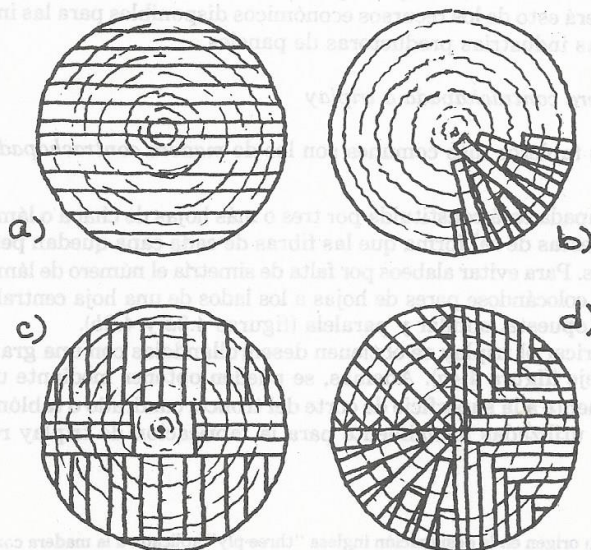


FIGURA 4.2 Métodos de corte.

capacidades estructurales a las piezas de madera que diseña. A todo esto debe agregarse que la norma que se ha utilizado hasta la fecha cuando se ha hecho algún intento de clasificación es la C-18-46 de la Secretaría de Industria y Comercio (4.2), que toma en cuenta los defectos únicamente como factores que afectan la apariencia para fines de carpintería y ebanistería pero no para fines estructurales. El reglamento de construcciones recientemente aprobado para el Distrito Federal (4.3) contiene algunas recomendaciones sobre clasificación, que todavía no han tenido consecuencias de tipo práctico.

Lo anterior hace ver la urgencia de establecer normas de clasificación realistas que respondan a la situación actual de la oferta de madera y que conduzcan a un uso racional de este importante material de construcción. Estas normas deben ser sencillas de aplicar y prever un número reducido de calidades de manera que se pueda confiar en su aplicación efectiva.

4.5 TABLEROS

Por *tablero* o *panel* se entiende un elemento obtenido a partir de madera por medio de algún proceso industrial, a veces bastante complejo. Se utilizan para fines estructurales o decorativos. Como se indicó anteriormente, la FAO (4.9) distingue tres tipos de tableros: los de madera contrachapada o triplay, los de fibra y los de partícula. Las características particulares de cada uno de estos tipos se describen en los incisos siguientes.

Para muchas aplicaciones los paneles presentan ventajas considerables respecto a la madera aserrada. Entre estas ventajas pueden citarse las siguientes: uniformidad en la calidad, estabilidad dimensional, facilidad con que se puede trabajar con técnicas y herramientas sencillas, sus superficies de dimensiones amplias, facilidad con que pueden aplicarse acabados diversos y la sencillez con que se instalan. Además, en muchos casos sus propiedades mecánicas son superiores a las de la madera aserrada.

Los tableros de madera tienen múltiples aplicaciones, entre las que destacan las cimbras o encofrados, elementos estructurales o de acabado para viviendas, muebles, envases y barcos.

Las ventajas que se han mencionado han hecho que el consumo mundial de tableros haya aumentado más rápidamente que el de cualquier otro tipo de producto de madera. El incremento en el consumo ha sido más notable en las regiones donde la madera aserrada es cara o escasa. Así en la actualidad el consumo de tableros por habitante en los países desarrollados es de quince a veinte veces superior al de América Latina (4.10). Sin embargo para el futuro, mientras que se estima que el consumo empezará a estabilizarse en Europa y los Estados Unidos, se espera que en América Latina habrá un incremento gradual en el uso de paneles. Dependerá esto de los recursos económicos disponibles para las inversiones relativamente fuertes que requieren las industrias productoras de paneles.

4.5.1 Tableros de madera contrachapada o triplay

En la actualidad los tableros más comunes son los de *madera contrachapada* o *triplay*.*

La madera contrachapada está constituida por tres o más hojas de chapa o láminas unidas por una sustancia adhesiva y dispuestas de tal forma que las fibras de cada capa quedan perpendiculares respecto a las de las capas contiguas. Para evitar alabeos por falta de simetría el número de láminas, generalmente tres o cinco, es siempre impar, colocándose pares de hojas a los lados de una hoja central, de tal manera que para cada lámina exista una opuesta, similar y paralela (figuras 4.3a y 4.3b).

Las chapas para fabricar el triplay se obtienen desenrollándolas con una gran cuchilla, de trozas que se hace girar sobre su eje (figura 4.4a). Además, se pueden obtener mediante una guillotina o cuchilla que se desliza paralelamente a la superficie de corte del tronco, cuadrado o tablón, sin que haya giro (figura 4.4b). Las máquinas utilizadas inicialmente para la fabricación de triplay requerían trozas de gran

*El nombre de *triplay* tuvo su origen en la designación inglesa "three-ply" aplicada a la madera contrachapada de tres capas que inicialmente se importaba de los Estados Unidos. En México el término se ha extendido a cualquier tipo de madera contrachapada, independientemente del número de chapas.

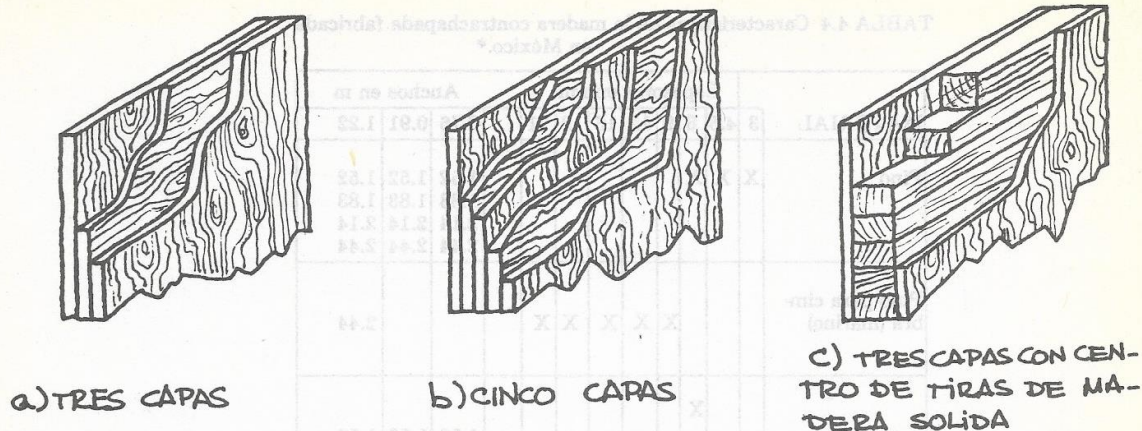


FIGURA 4.3 Tableros de triplay de varias capas, mostrando la orientación de las fibras.

diámetro, buena calidad y forma regular. En la actualidad se han desarrollado procedimientos que permiten aprovechar trozas de diámetros relativamente pequeños y calidad inferior.

La madera contrachapada puede fabricarse con muchas modalidades, variando el número y espesor de las capas, la especie y calidad de la madera de las diversas capas, el acabado superficial y el tipo de adhesivo. Los tipos producidos en México son semejantes a los de Estados Unidos y Canadá.* Una variante particular es la de los tableros enlistonados formados por tiras de madera maciza entre dos capas de triplay (figura 4.3c).

Las referencias 4.6 y 4.7 dan las normas que rigen la calidad del triplay en México. Para especificar la calidad se considera la calidad de las caras exteriores, que depende de los defectos de la superficie. Las calidades de las chapas se designan por las letras *N, A, B, C, D*, en orden descendente de calidad. La calidad de un triplay se designa especificando las calidades de las láminas externas.

En cuanto a su resistencia a la humedad, la madera contrachapada se clasifica en tres tipos: a) triplay para uso interior, resistente a la humedad, con urea-formaldehído como adhesivo, b) triplay para uso exterior, resistente al agua y a moderada exposición a la intemperie, fabricado con resinas fenólicas, c) triplay marino, a prueba de agua y con gran resistencia a la intemperie. Para conseguir triplay marino suele ser necesario hacer un pedido especial.

En la tabla 4.4 se resumen las características de la madera contrachapada ofrecida comercialmente en México. Como en el caso de la madera aserrada las medidas son traducciones al sistema métrico de medidas inglesas. Esto se debe a la procedencia del equipo utilizado en la fabricación del triplay.

El triplay utilizado en México para fines estructurales suele ser de madera de pino. Su aplicación más común es en la construcción de cimbras, por la calidad de los acabados que se logran con él, la sencillez constructiva de los sistemas de cimbrado en que se emplea, la facilidad con que permite formar superficies curvas y su durabilidad. Contrariamente a la importancia que tanto en Europa como en los países del norte del continente tiene la madera contrachapada para formar elementos estructurales en vivienda y construcciones semejantes, en México su uso en estructuras permanentes es todavía raro. Las dimensiones más comunes de las placas de triplay para cimbra son 1.22×2.40 m, con espesores de 9 mm (3/8 pulg), 12 mm (1/2 pulg), 16 mm (5/8 pulg) y 21 mm (7/8 pulg).

Como puede apreciarse en la tabla 4.4, se ofrece comercialmente una variedad relativamente amplia

*El triplay finlandés, muy apreciado en Europa, difiere bastante del americano. Se fabrica con láminas muy delgadas de madera de abedul de manera que el número de capas para un espesor dado, es bastante mayor.

TABLA 4.4 Características de la madera contrachapada fabricada en México.*

MATERIAL	Espesores en mm								Anchos en m		
	3	4.5	6	9	12	16	19	21	0.76	0.91	1.22
Pino	X	X	X						1.52	1.52	1.52
									1.83	1.83	1.83
									2.14	2.14	2.14
									2.44	2.44	2.44
Pino para cim- bra (marino)				X	X	X	X	X			2.44
Caoba			X						1.52	1.52	1.52
									1.83	1.83	1.83
									2.14	2.14	2.14
									2.44	2.44	2.44
				X	X		X				2.44
Cedro	X		X						1.52	1.52	1.52
									1.83	1.83	1.83
									2.14	2.14	2.14
									2.44	2.44	2.44
Triplay decora- tivo de made- ras tropicales			X						2.14	2.14	2.14
									2.44	2.44	2.44

*Los valores de la tabla son las longitudes de las placas de triplay.

de madera contrachapada de especies latifoliadas, muy apreciadas en la construcción de muebles por el atractivo de sus acabados superficiales.

Como lo demuestra la experiencia de otros países, la madera contrachapada ofrece un sinnúmero de posibilidades y ventajas para la construcción. Una de las razones por las que su uso en México está restringido a aplicaciones no estructurales o estructuras de diseño empírico, como suele suceder con las cimbras, es la falta de información adecuada sobre las propiedades mecánicas del triplay disponible. Influye también la escasa experiencia de los proyectistas en el diseño de elementos estructurales de madera contrachapada. El uso racional y económico de los tableros de triplay, de manera que su empleo sea el más apropiado, según su función estructural y las condiciones de humedad a la que vayan a estar expuestos, requiere un conocimiento adecuado de sus propiedades mecánicas y de la resistencia a la humedad de los adhesivos empleados, así como el desarrollo de métodos de diseño prácticos.

En el capítulo 10 se presenta información sobre propiedades y aplicaciones de la madera contrachapada y se reseñan brevemente las características mecánicas y los principales aspectos del diseño de elementos estructurales de este material.

4.5.2 Tableros de fibra o de partículas

A partir de la Segunda Guerra Mundial en los países desarrollados se ha incrementado en forma notable el empleo de tableros de fibra o de partículas. Su introducción en México es relativamente reciente, pero parece clara la tendencia a un uso creciente de esta forma de aprovechar la madera.

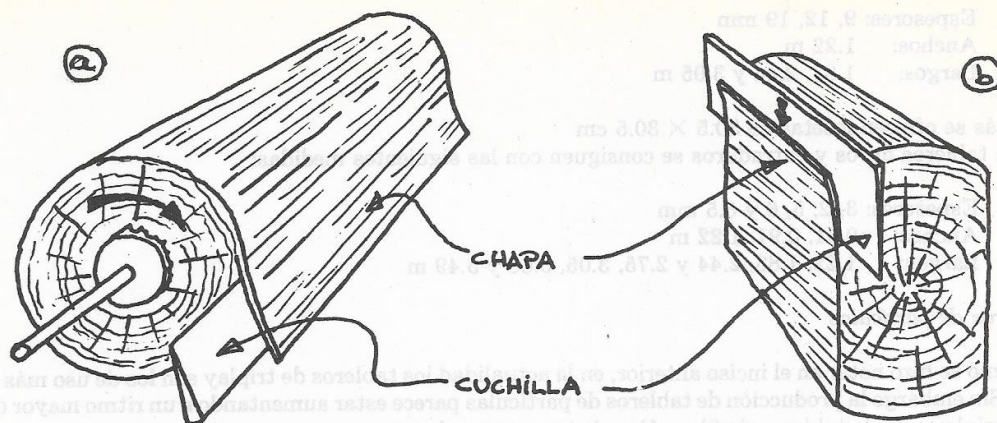


FIGURA 4.4 Formas de obtener chapa para triplay.

Los tableros de fibra o de partículas se obtienen de madera natural, reducida a fragmentos pequeños, reconstituidos por diversos procedimientos industriales, para formar placas de dimensiones relativamente grandes. En su forma final retienen propiedades de la madera original, pero adquieren nuevas propiedades según el procedimiento de fabricación al que son sometidas. En algunos casos sus propiedades físicas, que varían mucho de un producto a otro, son superiores a las de la madera natural. Un tratamiento adecuado de la gama de tipos posibles queda fuera del alcance de un texto como el presente. El capítulo 21 de la referencia 4.4 contiene una extensa bibliografía sobre métodos de fabricación, propiedades o usos de los tableros de fibras o partículas. Para información sobre los productos fabricados en México puede consultarse a la Asociación Nacional de Fabricantes de Tableros, A. C. (ANAFATA).

Son varios los factores que han contribuido al éxito de los tableros de fibras o partículas. Aunque en general requieren instalaciones industriales bastante complejas, una vez en operación los procedimientos de producción son relativamente baratos. Los productos obtenidos son de calidad más uniforme que la de la madera natural. Mientras que ésta, como se verá en el siguiente capítulo, es anisótropa, los tableros de madera reconstituida en general son homogéneos y tienen propiedades mecánicas prácticamente iguales en todos los sentidos. (Una excepción son los tableros de partículas que a veces se fabrican con tres capas de propiedades mecánicas diferentes). De especial atractivo es la posibilidad de aprovechar materia prima de calidad mediocre, madera rolliza de pequeñas dimensiones, o residuos y desperdicios de otras industrias forestales. Uno de los aspectos más interesantes de estos productos es que pueden diseñarse para satisfacer necesidades específicas incorporando diversas sustancias apropiadas o modificando convenientemente los tratamientos térmicos o mecánicos a los que pueden ser sometidos. Así pueden lograrse tableros con determinadas características de resistencia al fuego, la humedad, la pudrición o a las diversas acciones mecánicas requeridas para aplicaciones estructurales. En México, los usos preferido han sido en cancelería, revestimiento de muros y muebles. Uno de sus atractivos es la gran variedad de acabados con que pueden conseguirse.

Tableros de fibra

Los tableros de fibra se fabrican de fibras obtenidas de pulpa o pasta de madera natural por algún procedimiento y sometidas a presión, bajo determinadas condiciones de temperatura, para formar láminas. Las densidades de los tableros de fibra son muy variables, según el tratamiento de presión utilizado.

En México se fabrican dos tipos de tableros de fibra: los aislantes, con densidades de 230 a 400 kg/m³, y los duros o extraduros de 800 a 1 200 kg/m³.

Las medidas comerciales de los tableros de fibra aislante son las siguientes:

- Espesores: 9, 12, 19 mm
- Anchos: 1.22 m
- Largos: 1.83, 2.44 y 3.05 m

Además se ofrecen losetas de 30.5 × 30.5 cm

En tableros duros y extraduros se consiguen con las siguientes medidas:

- Espesores: 3, 2, 5, 6 y 6.5 mm
- Anchos: 0.61, 0.91, 1.22 m
- Largos: 1.22, 1.83, 2.44 y 2.75, 3.05, 3.66 y 5.49 m

Tableros de partículas

Como se hizo notar en el inciso anterior, en la actualidad los tableros de triplay son los de uso más común. Sin embargo la producción de tableros de partículas parece estar aumentando a un ritmo mayor que la de triplay y la de tableros de fibra. Una de las razones de esto, como se señaló anteriormente, es que permiten el aprovechamiento de los desperdicios de otras industrias forestales.

Los tableros de partículas, o aglomerados, como a veces se denominan, se fabrican con fragmentos pequeños de madera natural (astillas, hojuelas, virutas, etc.) de cualquier especie, unidas por medio de algún adhesivo, bajo determinadas condiciones de temperatura y presión. Las diferencias principales de los tableros de partículas respecto a las de fibras son el estado físico en que se encuentra la madera utilizada y el hecho de que en las de partículas siempre es necesario recurrir al empleo de adhesivos. El adhesivo más frecuentemente utilizado es el de urea-formaldehído, que es un pegamento resistente al agua, pero no a prueba de ella. Cuando se requiere mayor resistencia a la humedad se utilizan adhesivos a base de melamina-urea-formaldehído. Cuando se desea contar con especial resistencia a la intemperie y al fuego se recurre a resinas fenólicas. Las resinas utilizadas como aglomerantes representan del cinco al diez por ciento del material de madera seco. En algunos tableros de partículas se utiliza cemento portland como aglomerante. En tal caso se prescinde de los tratamientos térmicos.

En México se producen tableros de peso volumétrico promedio de 400 a 800 kg/m³. Algunos tienen tres capas, las dos externas más comprimidas y de partículas más pequeñas que la central.

Las medidas comerciales de los tableros fabricados con resinas son las siguientes:

- Espesores: 2, 3, 4, 5, 5.5, 6, 7.5, 9, 10, 10.5, 12, 14, 16, 17.5, 19, 21, 25, 30 y 38 mm
- Anchos: 0.91, 1.22 y 1.83 m
- Largos: 1.83, 2.44, 3.05, 3.66, 4.27 y 4.88 m

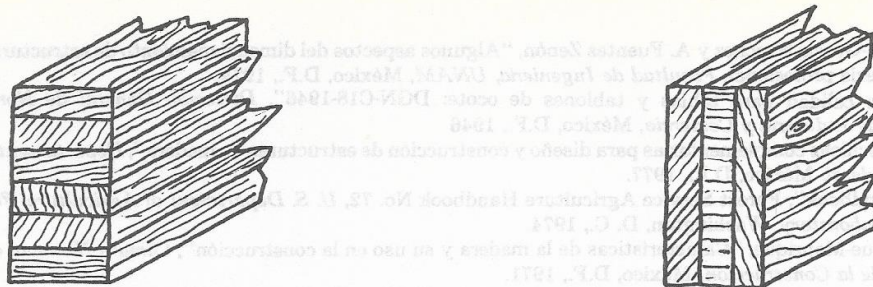
Los tableros a base de cemento portland tienen las siguientes medidas:

- Espesores: 25 × 50 mm
- Ancho: 0.61 m
- Largo: 2.44 m

4.6 MADERA LAMINADA ENCOLADA

La técnica de la madera laminada encolada consiste en formar elementos estructurales de grandes dimensiones uniendo piezas de madera relativamente pequeñas por medio de algún adhesivo. Tuvo su origen en Alemania y Suiza a principios de siglo y adquirió considerable auge en diversos países a partir de la Segunda Guerra Mundial gracias al desarrollo de los pegamentos a base de resinas sintéticas.

Las piezas utilizadas para formar los elementos de madera laminada son tablas con espesores de 1.5 a .5 cm de espesor. Cada tabla puede ser de longitud relativamente pequeña. Para obtener piezas de longitudes importantes pueden usarse varias tablas en cada capa. Si las uniones de los extremos de las



LAMINACIONES HORIZONTALES

LAMINACIONES VERTICALES

FIGURA 4.5 Modalidades de la madera laminada.

tablas se hacen en forma adecuada, el comportamiento de elementos laminados es semejante al de las piezas macizas.

Las vigas son la aplicación estructural más importante de la madera laminada. Puede fabricarse con las láminas perpendiculares al plano de flexión o paralelas a él siendo la primera modalidad la más común (figura 4.5). Aunque la sección rectangular es la más usual, pueden fácilmente lograrse secciones I, T y otras.

El tipo de cola o adhesivo utilizado para formar elementos laminados depende del uso al que éstos están destinados. Si el elemento va a estar expuesto a un ambiente húmedo debe usarse un adhesivo resistente a la humedad, como el resorcinol-formaldehído, el fenol-formaldehído u otras resinas sintéticas semejantes. Para miembros protegidos de la intemperie pueden utilizarse adhesivos a base de caseína o urea-formaldehído.

La fabricación de elementos de madera laminada requiere equipo especial, personal técnico calificado y una supervisión cuidadosa. Por otra parte el diseño de estructuras laminadas es algo más complejo que el de estructuras de madera maciza. Sin embargo la madera laminada exhibe considerables ventajas que compensan los inconvenientes mencionados. Permite el aprovechamiento de piezas pequeñas de madera de calidad inferior para formar elementos estructurales de grandes dimensiones; se han alcanzado claros del orden de 100 m. Puede lograrse una gran variedad de formas. Por ejemplo, no es difícil formar vigas curvas y vigas de peralte variable. Por medio de un diseño cuidadoso se puede lograr un aprovechamiento óptimo de la madera disponible ya que la madera de calidad más resistente puede colocarse en aquellas partes del elemento donde los esfuerzos sean críticos, y la de calidad inferior, donde los esfuerzos sean menores. La resistencia a incendios de estructuras con las piezas de grandes dimensiones que caracterizan a la madera laminada, es superior a la de construcciones a base de piezas pequeñas aisladas. Una ventaja de especial interés es la posibilidad de admitir esfuerzos permisibles mayores que para elementos macizos hechos con madera de calidad semejante. Se debe esto a las consideraciones siguientes. Como las tablas utilizadas para formar un elemento laminado pueden seleccionarse es posible lograr una uniformidad mayor que la usual en un elemento de madera maciza. Por otra parte, puesto que las tablas son de espesor pequeño, la influencia de defectos es menor que en la madera maciza. La presencia de un nudo, por ejemplo, afecta únicamente a una de las tablas del conjunto laminado. Por último, el secado de las tablas es uniforme gracias a su pequeño espesor. En piezas macizas de dimensiones grandes, por el contrario, el secado con frecuencia es imperfecto.

En México son contadas las estructuras construidas con madera laminada hasta la fecha. Sin embargo, dadas las importantes ventajas que ofrecen parece probable una tendencia a un uso creciente de esta alternativa estructural. En el capítulo 11 se presentan sugerencias sobre aplicaciones posibles de la madera laminada junto con nociones sobre el diseño de elementos estructurales de este material.

REFERENCIAS

- 4.1 J. A. García-García Sánchez y A. Fuentes Zenón, "Algunos aspectos del dimensionamiento de estructuras de madera", tesis profesional, *Facultad de Ingeniería, UNAM, México, D.F.*, 1974.
- 4.2 "Norma de calidad para tablas y tablones de ocote: DGN-C18-1946", *Dirección General de Normas, Secretaría de Industria y Comercio, México, D.F.*, 1946
- 4.3 "Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de madera", *Departamento del Distrito Federal, México, D.F.*, 1977.
- 4.4 "Wood Handbook", Forest Service Agriculture Handbook No. 72, *U. S. Department of Agriculture, Forest Products Laboratory, Washington, D. C.*, 1974.
- 4.5 R. Echenique-Manrique, "Características de la madera y su uso en la construcción", *Cámara Nacional de la Industria de la Construcción, México, D.F.*, 1971.
- 4.6 "NOM G-14-1978, Madera contrachapada de pino (triplay)", *Dirección General de Normas de la Secretaría de Patrimonio y Fomento Industrial, México, D.F.*, 1978.
- 4.7 "Normas de Proyecto-Tomo III, Componentes y Acabados, Sección 18, Carpintería", *Dirección General de Obras Públicas. Departamento del Distrito Federal, México, D.F.*, 1975.
- 4.9 F.G. Keenan, "Preferred Sizes of Structural Timber for the Andean Pact Forestry Technology Project, University of Toronto, abril 1978.
- 4.10 "La Madera: Tendencias y perspectivas mundiales", Estudio Básico No. 16, *Organización de las Naciones Unidas para la Agricultura y la Alimentación (FAO), Roma*, 1967.
- 4.10 "Anuario de la Producción Forestal de México, 1974", *Secretaría de Agricultura y Ganadería, Subsecretaría Forestal y de la Fauna, México, D.F.*, 1976.
- 4.11 "Memoria Económica 1976-1977", *Cámara Nacional de las Industrias Derivadas de la Silvicultura, México, D.F.*, 1977.
- 4.12 F. Robles F.V., "Usos estructurales de la madera en México, Instituto Nacional de Investigaciones sobre Recursos Bióticos, Laboratorio de Ciencia y Tecnología de la Madera, Jalapa, 1980.

5. Propiedades de la madera

Como todo producto de un proceso orgánico, la madera es un material complejo y variable. Procede de los árboles cuyas características de resistencia así como su estructura, forma y rapidez de crecimiento son función de las condiciones particulares del clima y del suelo. Su comportamiento ante las distintas acciones o fuerzas a las que puede quedar sometida cuando se utiliza como material estructural depende de su estructura y composición. Estas, a su vez, están íntimamente relacionadas con los procesos de desarrollo y crecimiento de los árboles. Por ello se ha considerado conveniente iniciar este capítulo con algunas nociones sobre estos aspectos. Posteriormente se describen las propiedades de la madera y se comentan algunos factores que influyen en ellas.

5.1 DESARROLLO, COMPOSICIÓN Y ESTRUCTURA DE LA MADERA

5.1.1 Partes del árbol

Un árbol está integrado por tres subsistemas: las raíces, el tronco y la corona (las ramas y hojas del follaje) (figura 5.1).

La función del subsistema de las raíces es doble: éstas, por una parte, sirven de anclaje o cimiento del árbol, proporcionando resistencia a la acción del viento, y, por otra, a través de las raíces capilares, absorben humedad y diversas sustancias minerales en solución, que son transmitidas a través del tronco a la corona.

El tronco es el elemento de soporte de la corona, contiene y protege las células de crecimiento, y, además, es un sistema de comunicación con doble sentido que transporta por la albura los minerales en solución absorbidos por las raíces hasta la corona, donde son transformados en savia, que desciende por el líber para contribuir al proceso de crecimiento.

La función de la corona consiste en transformar en sustancias alimenticias (o savia descendente) los líquidos (o savia ascendente) procedentes de las raíces. Esto se realiza por medio de un complicado proceso en el que interviene la fotosíntesis. La fotosíntesis es una compleja reacción química, que utiliza energía procedente de la luz solar para descomponer el bióxido de carbono, absorbido de la atmósfera en oxígeno y carbono. El oxígeno es liberado mientras que el carbono se combina con la savia ascendente para formar los azúcares, celulosas y otros carbohidratos que constituyen la savia descendente. En la reacción participa la clorofila, la sustancia verde que da a las hojas su colorido.

5.1.2 Estructura y composición de la madera

La madera, como toda sustancia viva, está formada por multitud de pequeñas unidades individuales cementadas entre sí llamadas células. Las células de la madera son tubulares, de forma aproximadamente

EN EL FOLLAJE EL AGUA Y LAS SUSTANCIAS QUÍMICAS DE LA SAVIA ASCENDENTE SON CONVERTIDOS EN PRODUCTOS ALIMENTICIOS QUE BAJAN POR EL LÍBER COMO SAVIA DESCENDENTE.

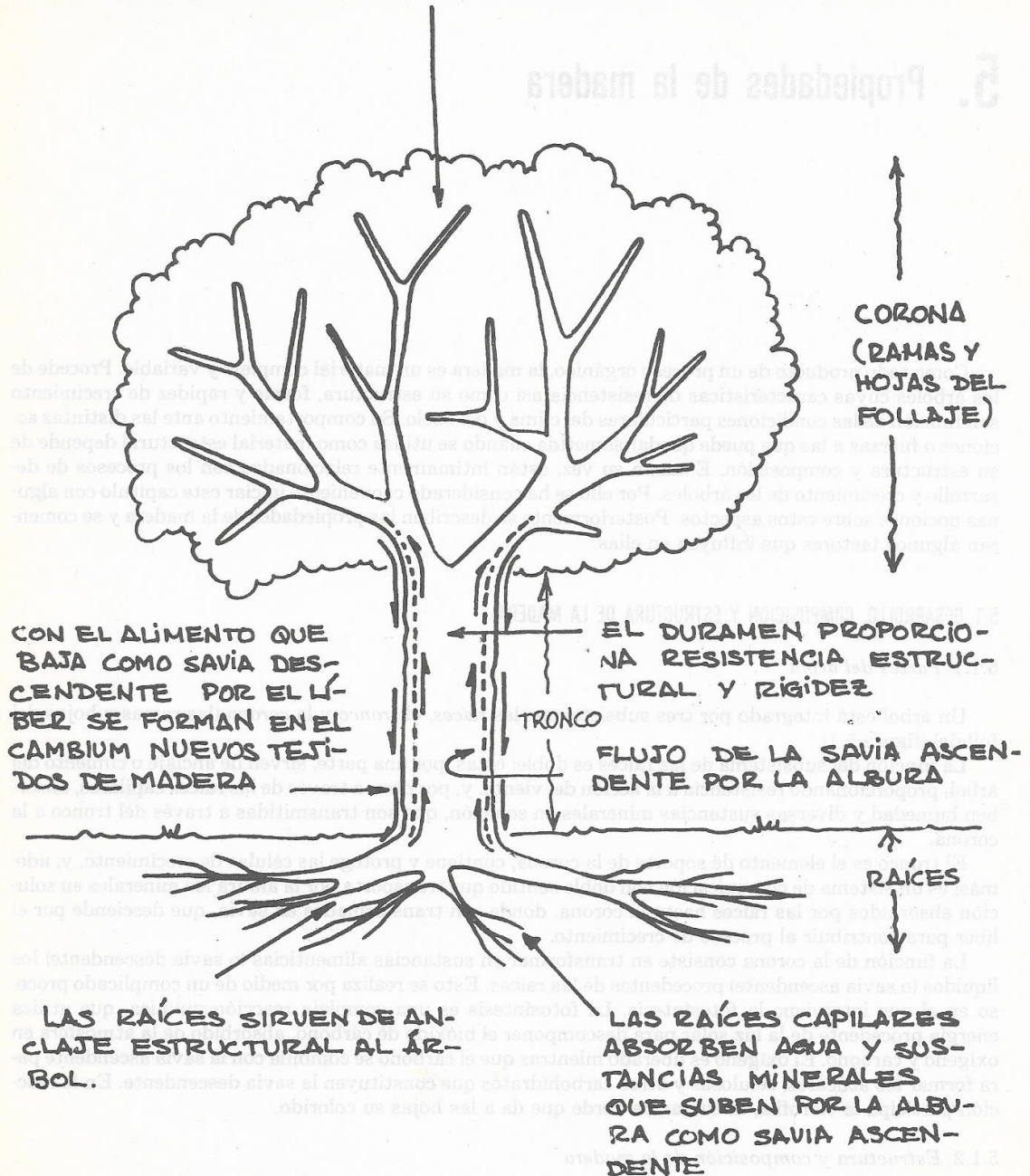


FIGURA 5.1 Desarrollo del árbol.

rectangular. Su longitud no suele exceder de unos 5 mm y su dimensión transversal máxima, de unas 70 micrómetros. Las paredes de las células están formadas de varias capas de celulosa y lignina principalmente, con un espesor total de 1 a 5 micrómetros. La celulosa es un polímero lineal cuyas moléculas forman cadena. Constituye el esqueleto o estructura de las paredes de las células. La lignina actúa como un cementante que liga los elementos de la estructura de celulosa y rigidiza el conjunto. Del 60 al 70% de la madera corresponde a celulosa. La lignina se encuentra en proporciones de 15 a 35%. Estos dos componentes son los que definen las características mecánicas de la madera. Las demás sustancias que pueden existir imparten características de olor, color y sabor e influyen en su permeabilidad. Un análisis químico típico de la madera indicaría la siguiente composición: carbono: 50%, hidrógeno: 6%, oxígeno: 43%; otros elementos: 1%.

La descripción anterior corresponde esencialmente a las células que están orientadas en dirección aproximadamente paralela al eje del tronco, que son las predominantes. Además de estas células verticales existen otras células llamadas rayos o células radiales por la forma en que están orientadas. Su función consiste en la unión de las diferentes partes del tronco para el movimiento transversal de las sustancias alimenticias. Las células verticales también están interconectadas para facilitar el flujo de la savia.

De una manera esquemática puede uno imaginarse la madera como un haz de células tubulares, orientadas en dirección paralela al eje del árbol, con otros haces radiales de tubos más pequeños, orientados en dirección perpendicular al haz longitudinal, que en su mayoría van de la médula o centro del árbol a la corteza. Los haces radiales se intercalan entre las células longitudinales. La figura 5.2 muestra este esquema simplificado de la madera.

Si se considera la sección transversal de un árbol se distinguen, en general, las partes que pueden apreciarse en la figura 5.3. Las características y funciones de estas partes se reseñan brevemente en el inciso siguiente, en el que se describe el proceso de crecimiento de los árboles.

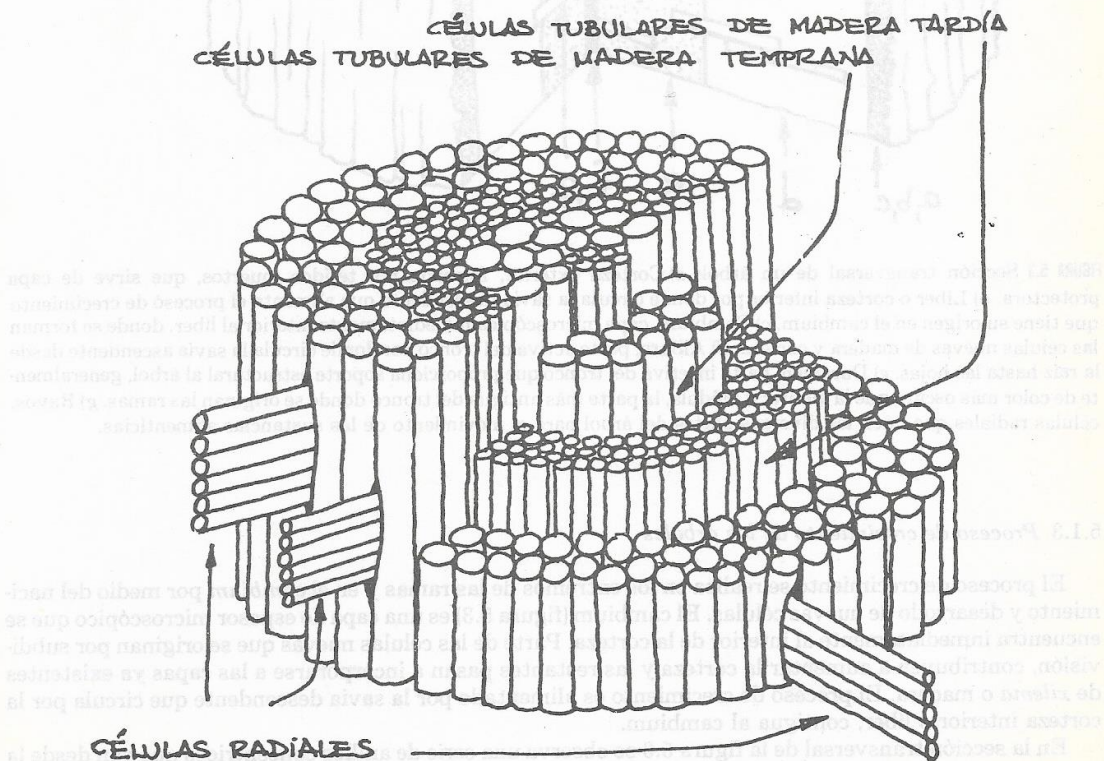


FIGURA 5.2 Representación esquemática de la estructura de la madera.

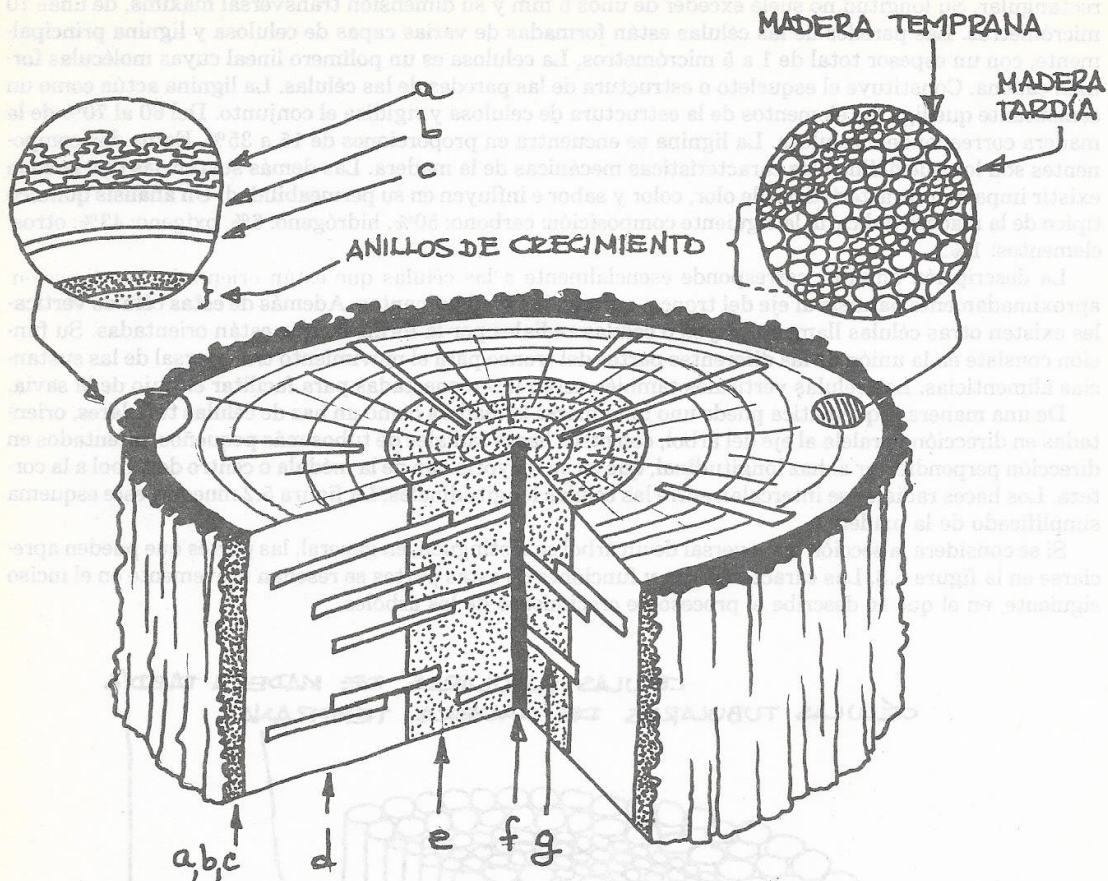


FIGURA 5.3 Sección transversal de un árbol: a) Corteza exterior, formada por tejidos muertos, que sirve de capa protectora. b) Liber o corteza inferior por donde circula la savia descendente que alimenta el proceso de crecimiento que tiene su origen en el cambium. c) Cambium, capa microscópica inmediatamente interior al liber, donde se forman las células nuevas de madera y corteza. d) Albura, parte activa del tronco por donde circula la savia ascendente desde la raíz hasta las hojas. e) Duramen, parte inactiva del tronco que proporciona soporte estructural al árbol, generalmente de color más oscuro que la albura. f) Médula, la parte más antigua del tronco donde se originan las ramas. g) Rayos, células radiales que unen las diversas partes del árbol para el movimiento de las sustancias alimenticias.

5.1.3 Proceso de crecimiento de los árboles

El proceso de crecimiento se realiza en los extremos de las ramas y en el *cambium* por medio del nacimiento y desarrollo de nuevas células. El cambium (figura 5.3) es una capa de espesor microscópico que se encuentra inmediatamente al interior de la corteza. Parte de las células nuevas que se originan por subdivisión, contribuyen a aumentar la corteza y las restantes pasan a incorporarse a las capas ya existentes de *xilema* o madera. El proceso de crecimiento es alimentado por la savia descendente que circula por la corteza interior o liber, contigua al cambium.

En la sección transversal de la figura 5.3 se observa una serie de anillos concéntricos que van desde la *médula* o centro del árbol hasta la corteza. Cada uno de estos anillos corresponde al crecimiento de un año y por ello suelen llamarse *anillos de crecimiento anual*. Como se indica en el detalle correspondiente de la

figura 5.3, generalmente se distinguen dos capas en cada anillo. La interior, denominada *madera temprana* o *madera de primavera*, se desarrolla durante la primera parte de la fase de crecimiento, en la época en que se dispone de más agua. Para facilitar la circulación del líquido las células formadas en esta época son de diámetro relativamente grande y de paredes de poco espesor. La capa exterior, que constituye la *madera tardía* o *de verano*, tiene células de menor dimensión transversal, pero con paredes más gruesas, lo que le da mayor densidad y resistencia. Su colorido es más oscuro que el de la madera de primavera. Los anillos anuales se distinguen únicamente en las maderas de las zonas templadas donde las variaciones de clima de una estación a otra ocasionan variaciones importantes en las características del proceso de crecimiento, que prácticamente se interrumpe durante la época fría. En las maderas de regiones tropicales, donde las condiciones climatológicas son más uniformes, los anillos no se aprecian.

Parte de las células que van formando el tronco de un árbol permanecen activas durante cierto tiempo, participando en el proceso vital. Estas células vivas se encuentran en la región del tronco denominada *albura*, por donde circula la savia ascendente (figura 5.3). A medida que el árbol va creciendo las células de la parte interior de la albura se van volviendo inactivas y se convierten en *duramen* o *madera de corazón*, cuya función es exclusivamente la de proporcionar soporte estructural al árbol. En general el duramen se distingue fácilmente de la albura por su color más oscuro. Desde el punto de vista de resistencia, la albura y el duramen son parecidos. Sin embargo, la madera del duramen es más duradera que la de la albura porque es menos susceptible a los agentes que provocan la putrefacción.

En el centro del tronco se encuentra la *médula*, la parte más antigua del árbol, donde se inició el proceso de crecimiento y donde tienen su origen las ramas. Su diámetro suele ser del orden de un centímetro.

La capa exterior del tronco o corteza protege a la madera. Está formada por dos subcapas: La *corteza exterior* constituida por células muertas y el *líber* o *corteza interior*, por donde circula la savia descendente que alimenta el proceso de crecimiento desarrollado en el cambium, como se señaló anteriormente.

5.1.4 Coníferas y latifoliadas

Las características de la estructura y del proceso de crecimiento que acaban de describirse en forma esquemática son aplicables de una manera general a la mayoría de las especies de árboles. Sin embargo, un examen más detenido revela algunas diferencias entre las especies coníferas y las latifoliadas, cuyas características generales fueron reseñadas en el inciso 5.1.2. Entre las más importantes pueden mencionarse las siguientes. Las células de las latifoliadas son más cortas que las de las coníferas: Los anillos de crecimiento se distinguen más fácilmente y son más amplios en las coníferas que en las latifoliadas. Existen también diferencias en la estructura y las funciones de las células. Para un tratamiento más amplio de la anatomía de las coníferas y de las latifoliadas consúltense los capítulos 1 a 3 de la referencia 5.1, el capítulo 2 de la referencia 5.2 y las referencias 5.3, 5.4, 5.8 y 5.22.

5.1.5 Identificación de especies

La identificación de especies es un proceso complejo que requiere, entre otras cosas, el análisis de la estructura celular con la ayuda de microscopios de alta potencia. El procedimiento a seguir se describe con detalle en el capítulo 5 de la referencia 5.1. En las referencias 5.4 se dan algunas recomendaciones sencillas. En México, el Laboratorio de Ciencia y Tecnología de la Madera del Instituto Nacional de Investigaciones sobre Recursos Bióticos y la Sección de Anatomía de la Madera del Instituto Nacional de Investigaciones Forestales pueden prestar asesoría para la identificación de especies.

Para reconocer la madera de pino comúnmente utilizada para fines estructurales puede hacerse uso de la siguiente lista de características.

- a) Los cortes transversales se caracterizan por la falta de los vasos, propios de las especies latifoliadas. (Los vasos son conductos longitudinales por los que circula la savia.) Las células muestran una alineación radial. Además, los anillos de crecimiento aparecen con una porción clara, que corresponde a la madera temprana, y otra café-rojiza, que es la madera tardía. Existen canales resiníferos que aparecen como orificios de color más oscuro que el de las células que los rodean. Los rayos son muy delgados y no se aprecian a simple vista.
- b) En los planos longitudinales, radial y tangencial, los canales resiníferos aparecen como delgados

pincelazos de color café-rojizo que resaltan sobre el tono de la madera (crema-amarillento o crema-rojizo).

- c) Por lo general el olor es resinoso y la dureza es tal que puede marcarse con la uña del pulgar.

5.2 PROPIEDADES FÍSICAS

Las propiedades físicas de la madera dependen fundamentalmente de los siguientes factores:

- a) La cantidad de elemento básico que forma las paredes celulares de la madera.
- b) La disposición y orientación de los materiales que forman las paredes celulares.
- c) La composición química del elemento básico, que explica muchas diferencias cuantitativas en el comportamiento de la madera.

En los incisos siguientes se reseñan brevemente las principales propiedades físicas que influyen en el comportamiento de la madera. Por su importancia en los aspectos estructurales del uso de la madera, las características mecánicas se tratan por separado en la sección 5.3.

5.2.1 Densidad y peso específico

El peso de un cuerpo puede definirse como el producto de su masa por la aceleración de la gravedad en el sitio donde se hace la medición. Generalmente para identificar las características de un material suele utilizarse el concepto de *densidad* (o *peso volumétrico*), es decir el peso por unidad de volumen. Se obtiene determinando el peso de una muestra del material y dividiéndolo entre su volumen. Generalmente se expresa en ton/m^3 , kg/m^3 o g/cm^3 . También es usual el concepto de *peso específico* (o *gravedad específica*). El peso específico puede considerarse como una densidad relativa ya que es la relación entre la densidad del material y una densidad estándar, generalmente la del agua. No tiene unidades. En el sistema métrico el valor numérico de la densidad expresado en g/cm^3 o ton/m^3 , y el peso específico son iguales. Así un material con una densidad de 1.2 g/cm^3 tendrá un peso específico igual a 1.2.

Para la madera el peso específico es de especial interés puesto que es el índice más importante de sus características mecánicas, como podrá apreciarse en secciones posteriores.

Es importante tener en cuenta que para una especie dada los valores de la densidad y, por lo tanto, del peso específico, pueden variar considerablemente según las condiciones en que se hagan las mediciones de peso y volumen. Esto se aprecia considerando el modelo simplificado de la madera que se muestra en la figura 5.4. En este modelo se supone que la madera está integrada por tres componentes: el material leñoso de que están constituidas las paredes de las células, la humedad y los huecos celulares e intercelulares. El material leñoso tiene un peso específico del orden de 1.5, independientemente de la especie (5.1) de tal manera que si se comprimiran muestras de maderas distintas completamente secas, eliminando los huecos, sus densidades serían muy parecidas. Sin embargo lo que interesa es la densidad de la madera en sus condiciones reales, sin comprimir. En estas condiciones la densidad varía considerablemente ya

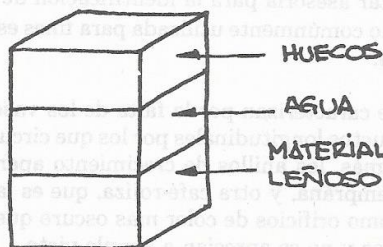


FIGURA 5.4 Modelo simplificado de la madera para análisis de densidades.

que el contenido de material leñoso puede ser muy distinto para especies diferentes. Por otra parte, para una misma especie es diferente el contenido de humedad según que la muestra se encuentre verde, o parcial o totalmente seca. Además, la madera sufre cambios volumétricos de cierta importancia debidos a cambios en el contenido de humedad; con el secado el volumen disminuye. Aunque también existen, son mucho menos significativos los cambios volumétricos debidos a las variaciones de temperatura.

Se concluye de lo anterior que para fines comparativos es necesario definir el contenido de humedad de la muestra al determinar su peso así como el volumen al que se refiere este peso. Según el criterio seguido los resultados pueden diferir apreciablemente. Una misma muestra de pino chino, por ejemplo, da una densidad de 0.46 g/cm^3 si se refiere a su peso anhidro, es decir, totalmente seco, al volumen verde, mientras que resulta de 0.525 g/cm^3 , si el peso anhidro se refiere al volumen anhidro. Evidentemente la diferencia se debe a que la madera al secarse al estado anhidro se contrae, reduciéndose su volumen, de manera que el peso anhidro, referido a este volumen menor, da una mayor densidad.

El tomar como densidad y peso específico los calculados a partir del peso anhidro y volumen verde es práctica frecuente. Esto presenta la ventaja de que ambos valores están claramente definidos y son fáciles de determinar. El peso anhidro se obtiene secando las muestras de madera en una estufa hasta que se ha eliminado toda la humedad, lo que sucede cuando el peso de las muestras deja de disminuir. Por otra parte el volumen de la madera permanece constante para contenidos de humedad superiores al 30%, situación en la que se encuentra siempre la madera verde. (La determinación y el significado del contenido de humedad se comentan en el siguiente inciso.) Para fines científicos es usual utilizar el peso anhidro junto con el volumen anhidro. Para aplicaciones ingenieriles a veces se combinan el peso anhidro con el volumen correspondiente al contenido de humedad en condiciones de uso, que suele tomarse de 12 a 15%. En la figura 5.5, basada en la referencia 5.5, se presenta una gráfica que relaciona pesos específicos determinados a partir de peso anhidro y volumen verde con los pesos específicos determinados a partir de peso anhidro y volúmenes correspondientes a cualquier contenido de humedad entre 0 y 30%. Se aprecia en el ejemplo mostrado en la gráfica que a una madera con un peso específico de 0.55 (peso anhidro y volumen verde) corresponderá un peso específico de aproximadamente 0.605, si se refiere el peso al volumen cuando se considera un contenido de humedad de 12%.

Para estimar cargas para cálculos estructurales es conveniente utilizar los valores de densidad determinados con los volúmenes correspondientes a las cantidades de humedad en condiciones de uso. Debe advertirse que los pesos específicos dados por los manuales son valores promedios.

Existen variaciones significativas no sólo entre árboles de la misma especie sino entre las partes de un mismo árbol. Así, la madera de la parte inferior de un árbol es más densa que la de la parte superior. Un conjunto típico de datos de pesos específicos suele dar coeficientes de variación del orden de 10%.

Las densidades o pesos volumétricos de las distintas especies varían desde menos de 100 kg/m^3 para la madera de balsa hasta valores del orden de $1\,000 \text{ kg/m}^3$ para algunas maderas tropicales. En la tabla 5.1 se dan las densidades de algunas maderas mexicanas. Los valores "peso anhidro/volumen verde" se tomaron de la referencia 5.6. Los valores "peso anhidro/volumen 15% de humedad" se obtuvieron utilizando la gráfica de la figura 5.5.

TABLA 5.1 Densidades de algunas maderas mexicanas (según la referencia 5.6).

Especie	Nombre común	Densidad en kg/m^3 . Peso anhidro/volumen verde	Peso anhidro/volumen 15% de humedad
<i>Pinus lawsoni</i>	Pino ortiguillo	510	540
<i>Pinus leiophylla</i>	Pino chino	460	490
<i>Roseodendron donell-smithii</i>	Primavera	390	410
<i>Ceiba pentandra</i>	Ceiba	280	290
<i>Abies religiosa</i>	Oyamel	380	400
<i>Swietenia macrophylla</i>	Caoba	400	425

Para los efectos de análisis de cargas permanentes, el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (5.7) da densidades para algunas maderas usuales, distinguiendo entre condición seca y saturada.

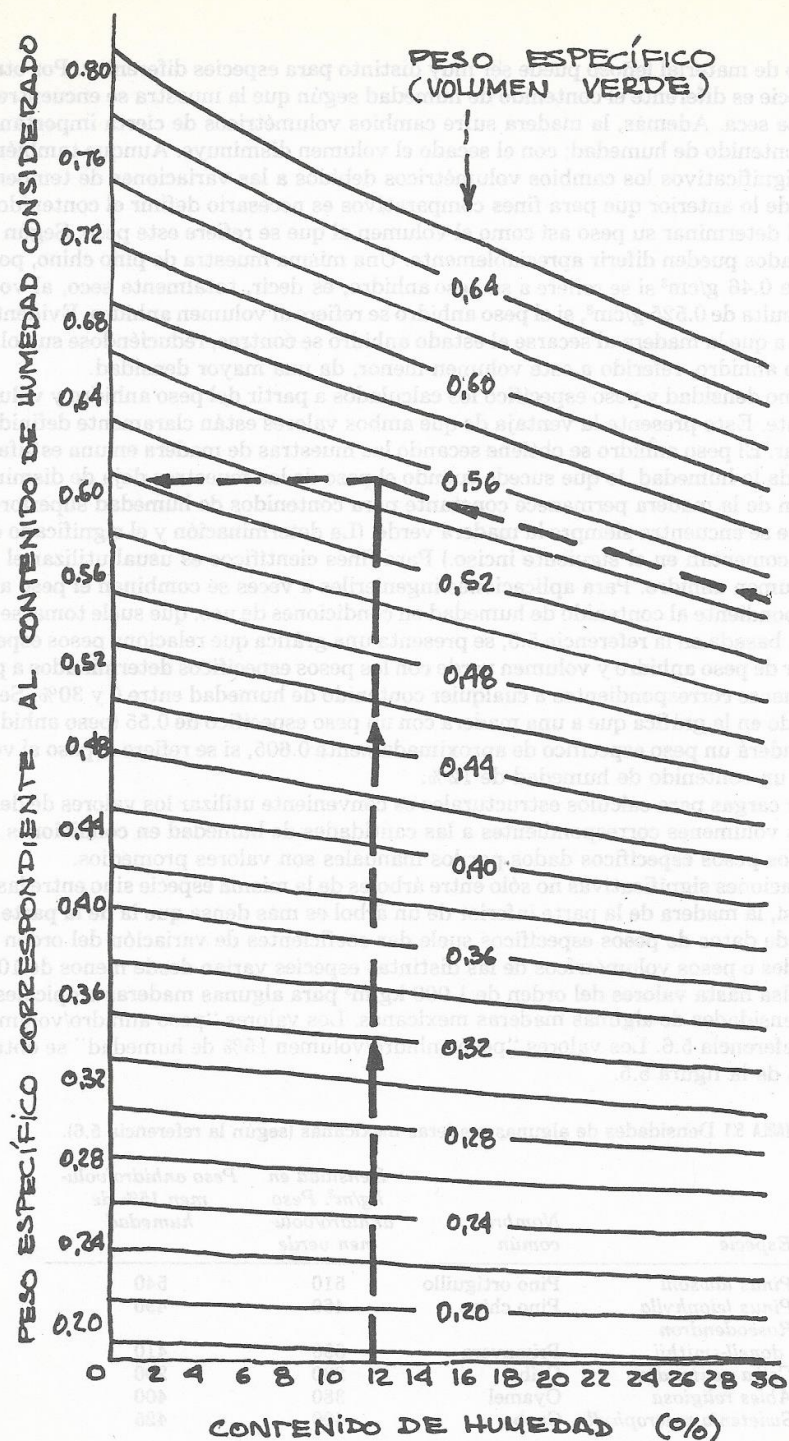


FIGURA 5.5 Relación entre peso específico y humedad (según referencia 5.5).

Reconoce la variabilidad de los valores dando un valor máximo y uno mínimo para cada caso. No se indica la forma en que se determinaron las densidades. En la Tabla 5.2 se reproducen los datos proporcionados por el Reglamento citado.

TABLA 5.2 Densidades de algunas maderas según el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal

Nombre		Densidad en kg/m ³	
		Máxima	Mínima
Caoba	Seca	650	550
	Saturada	1 000	700
Cedro	Seco	550	400
	Saturado	700	500
Oyamel	Seco	400	300
	Saturado	400	300
Encino	Seco	900	800
	Saturado	1 000	800
Pino	Seco	650	450
	Saturado	1 000	800

La referencia 5.5 proporciona información detallada sobre diversos procedimientos para determinar el peso específico de maderas.

5.2.2 Contenido de humedad

La madera es un material higroscópico que tiende a absorber o perder agua según la humedad relativa del medio ambiente que la rodea. La variación con el tiempo del contenido de humedad que esto implica es uno de los factores que más influye en el comportamiento de la madera. Dos aspectos son particularmente importantes. Por una parte, como se aprecia en una sección posterior, las propiedades mecánicas varían significativamente con el contenido de humedad. Por otra parte, las variaciones de contenido de humedad producen cambios volumétricos de cierta importancia que pueden ocasionar problemas en algunas aplicaciones estructurales de la madera. En la sección anterior se comentó la influencia que tiene el contenido de humedad en la densidad de la madera. También debe mencionarse que la humedad afecta la durabilidad: si el contenido es alto, sobre todo cuando es variable, la madera se vuelve susceptible al ataque de hongos que producen podredumbre.

El contenido de la humedad (*CH*) se define como la relación que existe entre el peso del agua que contiene la madera y el peso anhidro de ésta, relación que se expresa en forma de porcentaje.

$$CH = \frac{\text{peso del agua}}{\text{peso de la madera anhidro}} \times 100 \quad (5.1)$$

Existen diversos métodos para determinar el contenido de humedad de la madera. Uno sencillo, aunque tardado, consiste en lo siguiente. Se toma una muestra que se pesa y se coloca inmediatamente en una estufa donde se seca a una temperatura de unos 100°C hasta que tenga un peso constante. Esto se determina pesando la muestra periódicamente. Una vez seca, se registra el peso correspondiente, es decir, el peso anhidro. El contenido de humedad se calcula con la siguiente expresión.

$$CH = \frac{\text{peso inicial} - \text{peso anhidro}}{\text{peso anhidro}} \times 100 \quad (5.2)$$

El contenido de humedad también puede determinarse por medio de medidores portátiles cuyo funcionamiento se basa en las propiedades eléctricas de la madera: cuanto más seca la madera mayor es la resistencia al paso de una corriente eléctrica y viceversa. La madera actúa como una resistencia en el cir-

cuito eléctrico del medidor. Para formar el circuito se introducen agujas en la madera. Se obtienen resultados de alta precisión cuando se mide la humedad dentro del intervalo de 6 a 25%. Puesto que las propiedades eléctricas de las diferentes especies pueden variar, deben hacerse los ajustes correspondientes de acuerdo con las indicaciones de los manuales de operación de los medidores.

En las referencias 5.1, 5.6 y 5.11 se describen con detalle éstos y otros procedimientos para determinar el contenido de humedad de la madera.

La madera recién cortada puede tener contenidos de humedad de más de 200%. Parte de la humedad se encuentra en los espacios intercelulares y parte en las paredes de las células.

La humedad en los espacios intercelulares suele designarse como *agua libre*. El agua libre es mantenida en posición por medio de fuerzas capilares. Puede eliminarse con relativa facilidad mediante algún proceso de secado. La humedad que se encuentra en las paredes de las células, o *agua fija*, está sujeta a fuerzas a nivel molecular. Las moléculas de agua están ligadas a los grupos de hidroxilos de las moléculas de celulosa. La energía requerida para liberar el agua fija es mayor que la necesaria para extraer el agua libre, por lo que en el proceso de secado ésta es la que se elimina primero.

El contenido de humedad correspondiente a una condición en que se ha eliminado el agua libre totalmente, mientras que las paredes de las células se encuentran saturadas, recibe el nombre de *punto de saturación de la fibra (PSF)*. Se considera *verde* toda madera con un contenido igual o superior al *PSF*, que para la mayoría de las especies es del orden de 30%. Es importante tener en cuenta que muchas de las características de la madera cambian apreciablemente cuando el contenido de la humedad es inferior al *PSF*. Mientras que el volumen y la resistencia permanecen constantes para contenidos de humedad superiores al *PSF*, para contenidos de humedad menores, la resistencia y el módulo de la elasticidad aumentan y el volumen disminuye.

El contenido de humedad de la madera, por debajo del *PSF*, es una función de la temperatura y de la humedad relativa del ambiente, es decir, de la cantidad de vapor de agua en el aire expresada como un porcentaje de la cantidad total de vapor que puede contener la atmósfera en una condición de saturación. Así una madera seca absorberá humedad en un medio húmedo, mientras que una madera húmeda perderá humedad en un ambiente seco. En un medio en el que se mantienen constantes la temperatura y la humedad relativa, el contenido de humedad de la madera tiende a estabilizarse hasta alcanzar lo que se llama su *contenido de humedad en equilibrio (CHE)*. En la figura 5.6 se muestra una curva típica que relaciona contenidos de humedad en equilibrio con la humedad relativa para una temperatura dada.

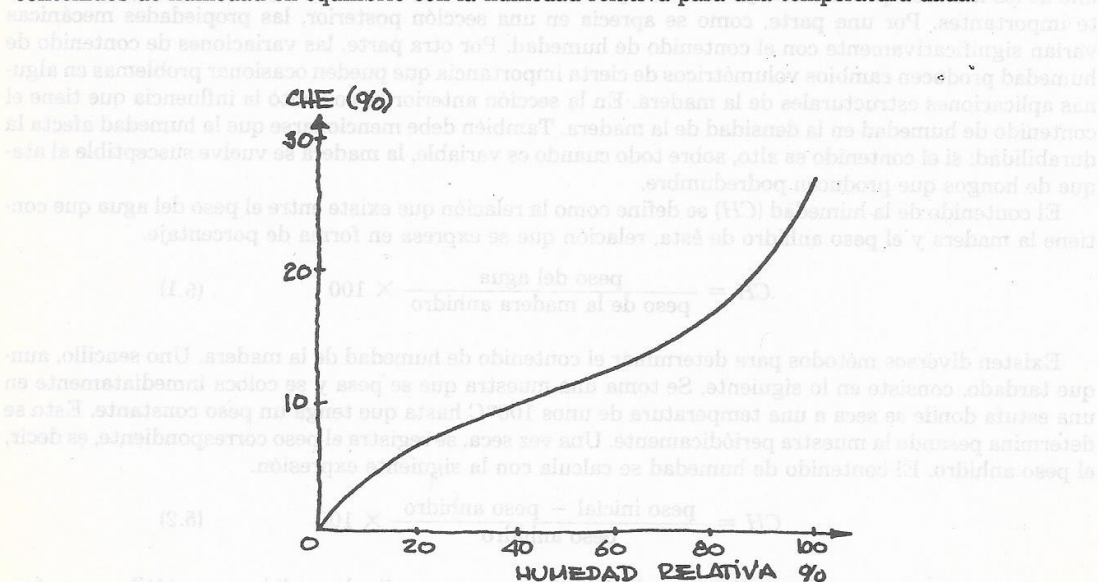


FIGURA 5.6 Relación entre la humedad relativa a 32° C y el contenido de humedad en equilibrio (CHE) para madera de *Carapa Guianensis* (de la referencia 5.6).

En México el contenido de humedad de la madera que se consigue en las madererías varía considerablemente: desde un 50%, correspondiente a maderas verdes, hasta un 7% para maderas muy secas. Al adquirir madera para fines estructurales debe tenerse en cuenta que en condiciones ideales de uso el contenido de humedad debe acercarse lo más posible al *CHE*, que en la ciudad de México es del orden de 13%, con variaciones de $\pm 4\%$ de acuerdo con la temperatura y humedad relativa del medio ambiente en las diferentes épocas del año. El uso de madera verde o con contenidos de humedad que difieren mucho del *CHE* conduce a cambios dimensionales indeseables. La madera excesivamente seca también debe evitarse por los aumentos de volumen que se presentan al ser expuesta a un ambiente húmedo.

Como se verá posteriormente, para efectos de elección de esfuerzos permisibles, suele distinguirse entre madera "seca" y madera "húmeda". En los Estados Unidos se considera que la madera está seca cuando el contenido de humedad es inferior a 15%, según algunas normas, y a 19%, según otras. El valor recomendado en el código inglés (5.9) y el Reglamento de Construcción para el Distrito Federal (5.10) es 18%.

En el capítulo siguiente se describen los métodos de secado al aire libre o en estufa que suelen utilizarse para reducir el contenido de humedad de la madera a un nivel conveniente. También se comentan diversos tratamientos a los que se puede recurrir para mantener estable el contenido de humedad.

5.2.3 Cambios dimensionales debidos a variaciones en el contenido de humedad

Como pudo apreciarse en la sección anterior la madera es dimensionalmente estable cuando su contenido de humedad es superior al punto de saturación de la fibra (*PSF*), que suele ser del orden de 30%. Cuando sufre cambios en su contenido de humedad por debajo del *PSF*, la cantidad de agua fija dentro de las paredes de las células, también varía. El aumento o disminución de la cantidad de este tipo de agua causa que las paredes celulares aumenten o disminuyan en su dimensión, lo que hace que la madera tienda a hincharse o a contraerse. Este cambio dimensional generalmente suele expresarse en forma de porcentaje, como sigue:

$$\text{Cambio dimensional en } \% = \frac{A - B}{A} 100 \quad (5.30)$$

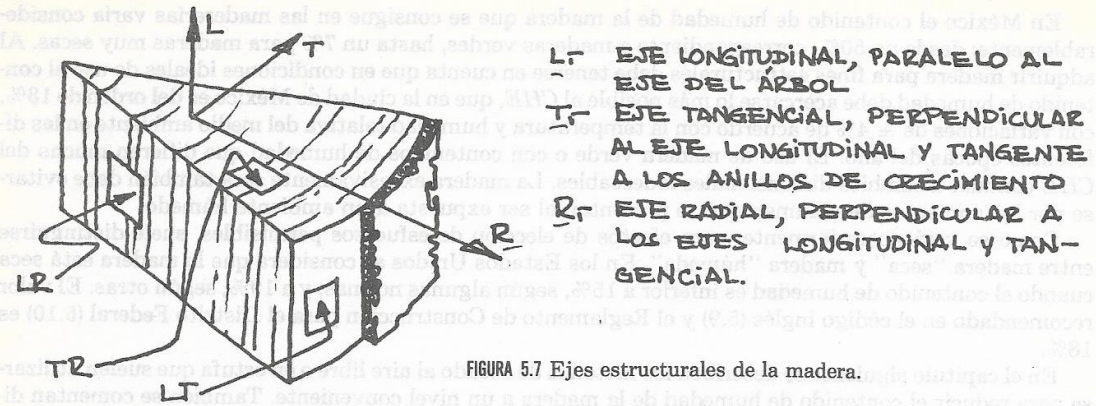
donde:

- A = la dimensión de mayor magnitud de las dos (A y B) (generalmente la que la pieza tiene cuando su contenido de humedad es superior al *PSF*)
- B = la dimensión menor de las dos (A y B) (generalmente la que la pieza tiene cuando su contenido de humedad es inferior al *PSF*)

Los cambios dimensionales totales que puede sufrir la madera son los que se presentan cuando se pasa de una condición "verde" ($CH > PSF$) a la condición anhidra. Debido a la naturaleza anisótropa de la madera, consecuencia de su estructura peculiar, estos cambios difieren según la dirección. La madera puede idealizarse como un material ortotrópico en el que se distinguen tres direcciones, para efectos de análisis mecánicos o estructurales, perpendiculares entre sí, que coinciden con las direcciones longitudinal, radial y tangencial del árbol en la forma indicada en la figura 5.7. En la dirección longitudinal los cambios dimensionales son insignificantes ya que suelen ser inferiores a 1%. En la dirección radial son del orden de 2.5 a 11% y en la tangencial de 3.5 a 15%. Los cambios volumétricos pueden variar de 6 a 15% (5.12). En general los cambios dimensionales son mayores en las maderas con densidades altas que en las maderas de densidad baja.

Para fines prácticos se puede suponer que los cambios dimensionales varían linealmente desde cero para la condición verde hasta los valores máximos correspondientes en la condición anhidra. En la figura 5.8 se ilustra esto para una madera de pino. Gráficas como ésta permiten estimar los cambios dimensionales entre dos contenidos de humedad dados.

En la figura 5.9 se puede apreciar que el efecto combinado de las contracciones radial y tangencial puede producir distintos tipos de distorsión en las piezas de madera según la modalidad de corte utilizada para obtenerlas.



La importancia de tener en cuenta los cambios dimensionales en el diseño de estructuras de madera puede ilustrarse con el siguiente ejemplo. Considérese una tabla de 15 cm de ancho que se va a utilizar en un sistema de piso. Supóngase también que la tabla se obtuvo mediante un corte tangencial de manera que predomina la contracción tangencial y que la diferencia entre el contenido de humedad al ser instalada y en uso normal es tal que puede esperarse una contracción de 5%. El cambio de ancho será entonces de 0.75 cm, es decir, casi 1 cm.

Las consideraciones anteriores demuestran la importancia de procurar que el contenido de humedad en el momento de instalar las piezas de madera en las estructuras difieran lo menos posible del *CHE* promedio esperado, como se indicó en la sección anterior.

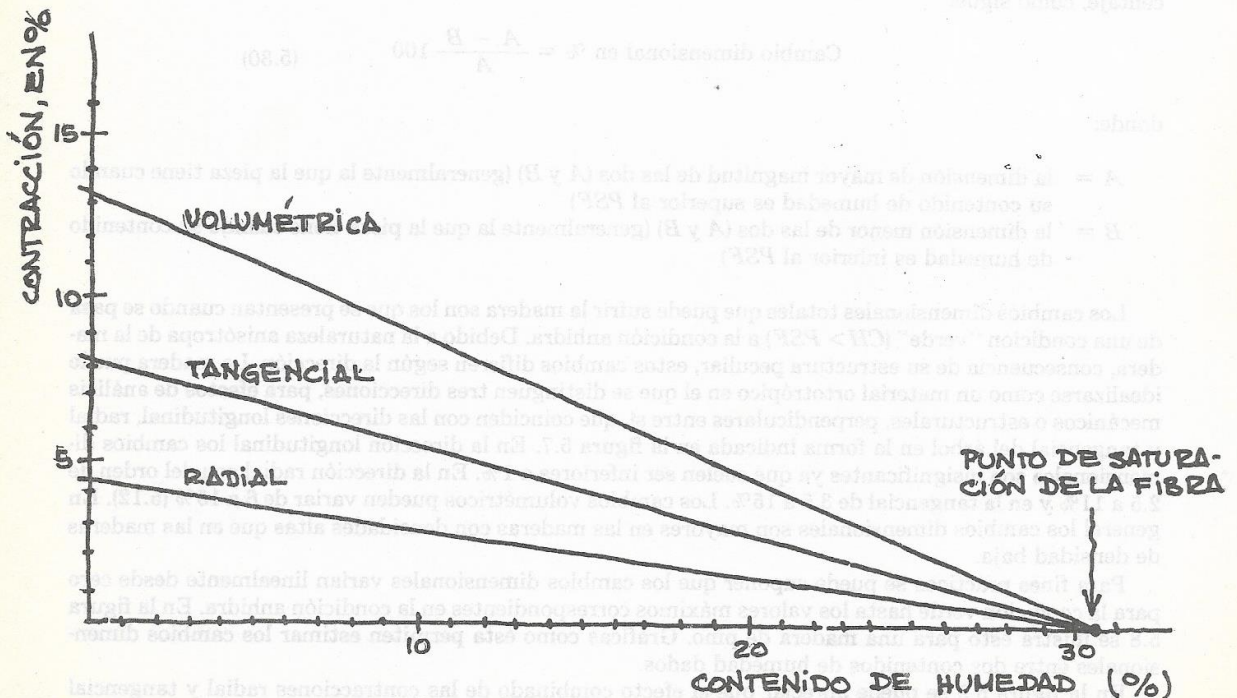


FIGURA 5.8 Estructuras de madera.

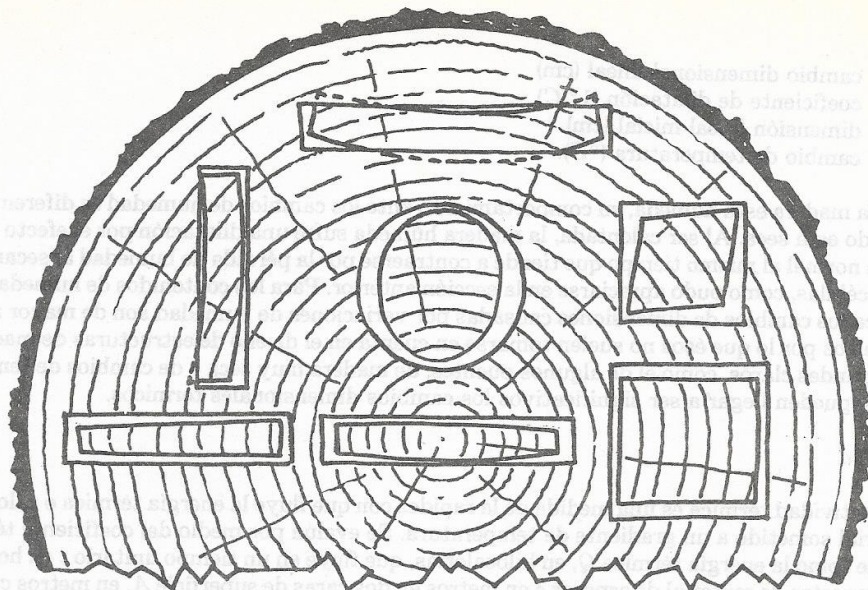


FIGURA 5.9 Distorsiones en piezas de madera debidas a la contracción según el tipo de corte.

Por otra parte, al dimensionar es necesario tener en cuenta el contenido de humedad para el cual se definen las dimensiones nominales de las piezas. Si éstas corresponden a la condición verde, como es frecuente en México, deberán hacerse las reducciones adecuadas. En algunos países las dimensiones nominales corresponden al contenido de humedad promedio de la madera en el momento de entrega. En Inglaterra (5.9), por ejemplo, las dimensiones nominales se refieren a un contenido de humedad de 20%, lo que suele implicar ajustes de dimensiones pequeños.

5.2.4 Propiedades térmicas

Las principales propiedades térmicas a considerar en la madera son el coeficiente de dilatación y la conductividad.

Coeficiente de dilatación

El coeficiente de dilatación térmica es una medida del cambio de dimensión producido por una variación en la temperatura.

En una madera totalmente seca la dilatación en dirección longitudinal (figura 5.7) es independiente tanto de la especie como del peso específico. Para las maderas de pinos mexicanos es del orden de $3.6 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$. Las dilataciones en las direcciones radial y tangencial son considerablemente mayores y dependen del peso específico. A la vez las tangenciales suelen ser algo mayores que las radiales. Un valor promedio de las dilataciones transversales (radiales y tangenciales), aplicable a especies de pinos mexicanos (5.6), es $64 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$.

Para calcular la deformación total de un elemento de madera seca se utiliza la siguiente expresión:

$$\Delta L = \alpha \cdot L \cdot \Delta T \quad (5.4)$$

donde

- ΔL = cambio dimensional lineal (cm)
 α = coeficiente de dilatación ($1/^{\circ}C$)
 L = dimensión lineal inicial (cm)
 ΔT = cambio de temperatura ($^{\circ}C$).

Cuando la madera está húmeda, su comportamiento ante los cambios de humedad es diferente del que exhibe cuando está seca. Al ser calentada, la madera húmeda sufre una dilatación por el efecto de dilatación térmica normal al mismo tiempo que tiende a contraerse por la pérdida de humedad al secarse las paredes de las células, como pudo apreciarse en la sección anterior. Para los contenidos de humedad usuales en la práctica los cambios de dimensiones causadas por variaciones de humedad son de mayor magnitud que los térmicos por lo que éstos no suelen tomarse en cuenta en el diseño de estructuras de madera. Sólo en caso de grandes claros, como el de algunos puentes, de madera muy seca o de cambios de temperatura importantes, pueden llegar a ser significativos los cambios dimensionales térmicos.

Conductividad

La conductividad térmica es una medida de la rapidez con que fluye la energía térmica o calor a través de un material sometido a un gradiente de temperatura. Se evalúa por medio del coeficiente térmico (λ), que se define como la energía térmica Q , en kilocalorías, que fluye en un tiempo unitario t en horas, a través de una muestra de material de espesor s en metros en dos caras de superficie A , en metros cuadrados, sujetas a una diferencia de temperaturas constante entre caras, igual a $(T_2 - T_1)$, en $^{\circ}C$. Así

$$\lambda = \frac{Q \cdot s}{A \cdot t (T_2 - T_1)} \quad (5.5)$$

El coeficiente queda entonces en $\text{kcal/m} \cdot \text{h} \cdot ^{\circ}C$, que corresponde al sistema de unidades técnicas *cgs*. En el sistema inglés el coeficiente se define como *BTU* por *pie* cuadrado por segundo para un gradiente de $1^{\circ}F$ y un espesor de una pulgada. Para pasar del sistema inglés al sistema de unidades técnicas *cgs* se multiplica por 0.12404.

En las referencias (5.12 y 5.13) se dan datos sobre conductividad de diversas maderas.

Para la madera de pino del país con un contenido de humedad de aproximadamente 12%, se pueden considerar los siguientes coeficientes de conductividad térmica:

- En dirección longitudinal: $0.3 \text{ kcal/m} \cdot \text{h} \cdot ^{\circ}C$
- En las direcciones transversales: $0.1 \text{ kcal/m} \cdot \text{h} \cdot ^{\circ}C$

La conductividad de la madera es considerablemente menor que la de la mayoría de los demás materiales de construcción. La del acero, por ejemplo es, en promedio, 400 veces mayor y la del concreto, 10 veces mayor. Por ello la madera es muy apreciada como material aislante del calor.

Son varios los factores que influyen en la conductividad térmica de la madera. Entre los más importantes figuran el peso específico, el contenido de humedad y la estructura celular. Las maderas ligeras tienen menor conductividad que las densas. Esto se explica por la mayor porosidad de las maderas de baja densidad, ya que la conductividad del aire incluido en los huecos intercelulares es aún menor que la del material leñoso. La conductividad aumenta con el contenido de humedad puesto que el agua que ocupa los huecos intercelulares es mejor conductor que el aire. Debido a las características particulares de su estructura celular, la conductividad de la madera varía según la dirección considerada. En la dirección radial es sólo ligeramente mayor que en la tangencial (figura 5.7), mientras que en la dirección longitudinal es del orden de tres veces mayor que en las direcciones transversales. Se explica esto porque en la dirección longitudinal el calor puede fluir en forma continua a lo largo de las paredes de las células, mientras que en las direcciones transversales el aire en los huecos intercelulares, por su baja conductividad, actúa como una especie de barrera.

5.2.5 Propiedades eléctricas

La madera es un excelente aislante de la corriente eléctrica cuando está totalmente seca. Sin embargo se convierte en un conductor cuando se encuentra en estado húmedo. El grado de conductividad está relacionado con el contenido de humedad, propiedad en que están basados los medidores de humedad que se mencionaron en el inciso 5.2.2. Además del contenido de humedad influyen en la conductividad de la madera, la densidad y la especie.

5.2.6 Propiedades acústicas

Las propiedades acústicas de la madera de mayor interés en sus aplicaciones como material de construcción son el aislamiento y la absorción de sonido. La primera se refiere a la reducción en la intensidad del sonido cuando pasa a través de una barrera, y la segunda, a la cantidad de sonido sobre una superficie que es absorbido por ella.

Aislamiento de sonido

Los valores de aislamiento de sonido se miden en decibeles. Dependen de la intensidad inicial del sonido producido en la cara opuesta de una barrera y de la masa y rigidez de ésta (5.14). La madera por sí sola no constituye una buena barrera contra el sonido, pero cuando se combina con diversos elementos se puede obtener una unidad estructural con propiedades de aislamiento satisfactorias. La eficiencia de la barrera aumenta cuando se emplean materiales de gran masa por unidad de área, de poca rigidez, o unidades donde existen espacios de aire entre capa y capa.

Absorción del sonido

Un material con buenas características de absorción de sonido debe ser blando y poroso, al contrario que los materiales aislantes, que deben ser densos. Una ventana abierta deja pasar toda la energía del sonido, sin reflejar nada, por lo que se considera que tiene un coeficiente de absorción igual a uno, valor unitario que sirve de comparación para todos los materiales. La absorción de sonido de la madera es relativamente alta comparada con la de materiales como el acero o la piedra.

5.3 PROPIEDADES MECÁNICAS

La estructura peculiar de la madera, que se describió en la sección 5.1, explica su naturaleza heterogénea y anisótropa. En efecto, las características físicas de las maderas varían de un punto a otro de un mismo árbol y sus características resistentes varían según la dirección considerada. Como se indicó en el inciso 5.2.3, la madera puede idealizarse como un material ortotrópico en el que se distinguen tres direcciones mecánicas o estructurales, perpendiculares entre sí, que coinciden con las direcciones longitudinal, radial o tangencial del árbol (figura 5.7). Por lo tanto, con rigor, sería necesario considerar tres juegos de propiedades mecánicas, uno por cada eje. Sin embargo, las propiedades en los sentidos tangencial y radial no difieren significativamente, de manera que para efectos prácticos de diseño de estructuras de madera por lo general basta distinguir entre propiedades paralelas a las fibras y propiedades perpendiculares a éstas.

Las relaciones esfuerzo-deformación de la madera son muy variables según la especie, el tipo de acción, la forma en que se hace el ensayo o prueba, las características de crecimiento y otros factores. En general, cualquiera que sea el tipo de esfuerzo, la forma de la gráfica esfuerzo-deformación correspondiente es semejante a la que se muestra cualitativamente en la figura 5.10. La primera parte de la gráfica es prácticamente recta, de manera que puede suponerse proporcionalidad lineal entre esfuerzos y deformaciones, como en un material elástico ideal. A partir del límite de proporcionalidad, que suele corresponder a un esfuerzo relativamente alto, las relaciones esfuerzo-deformación dejan de ser lineales.

En los incisos siguientes se comentan los métodos experimentales utilizados para obtener información sobre el comportamiento mecánico de la madera, se analiza la resistencia a distintos tipos de acciones y se proporcionan datos sobre propiedades mecánicas de algunas maderas mexicanas.

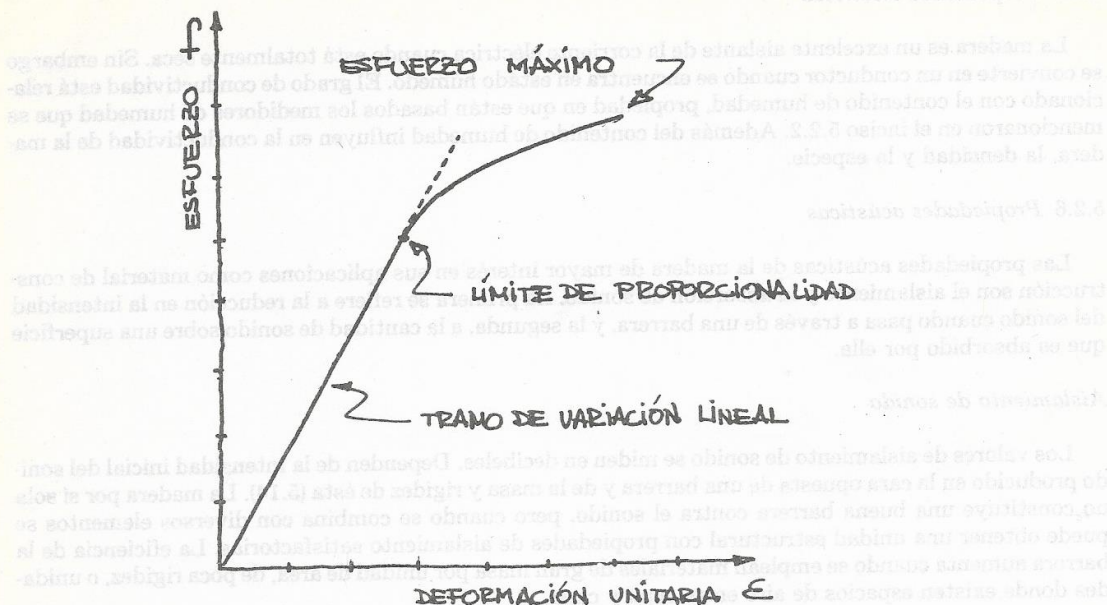


FIGURA 5.10 Diagrama esfuerzo-deformación unitaria típico para la madera.

5.3.1 Métodos de ensaye

Los procedimientos utilizados para obtener información sobre el comportamiento mecánico y la resistencia de la madera se apoyan en dos enfoques básicos.

Según un enfoque se pretende eliminar la influencia que pueda tener en el comportamiento de la madera la presencia de irregularidades como nudos y rajaduras. (El efecto de estas irregularidades se estudia en el inciso 5.3.3.) Para ello, las pruebas para determinar la resistencia a diversas acciones se realizan sobre probetas pequeñas que no tengan nudos ni rajaduras y con las fibras rectas y paralelas a los lados. Las probetas comúnmente utilizadas en Inglaterra tienen una sección de 2 cm × 2 cm. Las empleadas en Estados Unidos de Norteamérica suelen ser de 2 pulg × 2 pulg de sección. La longitud varía según el tipo de prueba. Las pruebas deben hacerse en condiciones estándar de temperatura, contenido de humedad y duración de la carga. Estas condiciones se definen en las referencias 5.15 y 5.16, que además explican con detalle la manera de hacer los ensayos. Las pruebas sobre probetas "limpias" como las descritas proporcionan información sobre la madera libre de irregularidades o defectos. Son especialmente útiles para la comparación de las propiedades de especies diferentes.

Los reglamentos suelen establecer los esfuerzos permisibles de diseño con base en los resultados de pruebas de probetas "limpias". Sin embargo podría objetarse que la información obtenida por este procedimiento es de utilidad limitada puesto que los resultados no reflejan la influencia de características como los nudos, la inclinación de las fibras y las rajaduras. De estas consideraciones nace el otro enfoque que es posible utilizar para estudiar las propiedades resistentes de la madera. Consiste en ensayar a escala natural piezas estructurales sometidas a distintas condiciones de carga. Evidentemente este tipo de pruebas proporciona información más completa que la que resulta del ensaye de probetas pequeñas "limpias", puesto que se tiene en cuenta en forma directa la influencia de los defectos e irregularidades propias de la madera en la forma en que ésta se utiliza en aplicaciones estructurales. Por otra parte el posible efecto de la diferencia de tamaño se disminuye. Hasta la fecha este enfoque apenas ha sido utilizado para establecer esfuerzos permisibles, aunque parece ofrecer posibilidades interesantes. El procedimiento se

guido comúnmente consiste en corregir los valores obtenidos de ensayos en probetas "limpias" con base en la información obtenida de los ensayos a escala natural disponibles y en la experiencia acumulada sobre comportamiento de estructuras de madera. En el capítulo 8 se comentan diversos procedimientos para establecer esfuerzos permisibles de diseño.

5.3.2 Comportamiento y características resistentes de la madera ante diversas acciones mecánicas

Comportamiento bajo tensión

La máxima resistencia a tensión de la madera se presenta en la dirección paralela a las fibras, es decir, en la dirección en que están orientadas las cadenas de moléculas de celulosa. Suele ser superior que la resistencia a las demás acciones mecánicas. En la figura 5.11 se presenta una gráfica esfuerzo-deformación típica. Se observa que la deformación es proporcional a la carga prácticamente hasta la carga máxima y que el límite de proporcionalidad no está bien definido.

Existe poca información sobre el comportamiento de la madera sometida a tensión paralela a las fibras. Se debe esto a que no ha sido posible idear un tipo de ensayo sencillo que dé resultados confiables. Como medida de la resistencia a este tipo de acción suele tomarse el módulo de rotura, o sea, el esfuerzo al fallar en la fibra extrema de probetas sometidas a flexión. Este criterio es conservador puesto que los valores obtenidos de pruebas de flexión son menores que los que resultan de pruebas de tensión axial. Esto es conveniente dado que la resistencia a tensión de la madera es muy sensible a los defectos y a las irregularidades en la orientación de las fibras.

Para un contenido de humedad de 12%, las resistencias a tensión paralela a las fibras varían desde unos 300 kg/cm² hasta unos 3 000 kg/cm², según la densidad de la especie. En general, la resistencia a tensión de las coníferas es mayor que la de las latifoliadas. La de pinos mexicanos es del orden de 800 kg/cm².

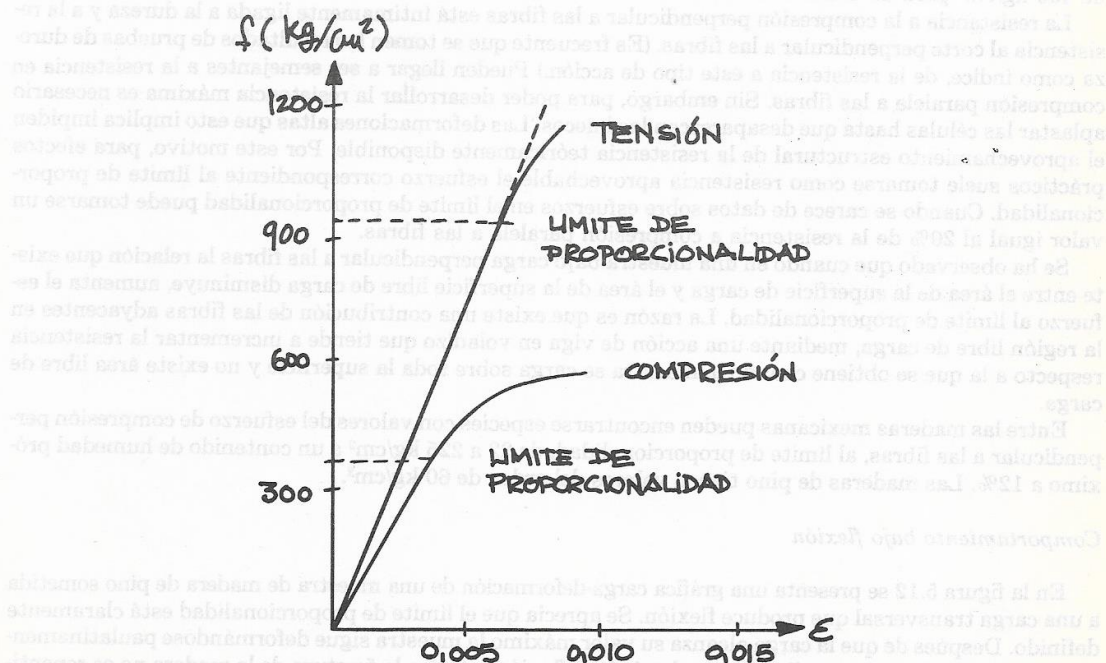


FIGURA 5.11 Curvas esfuerzo-deformación unitaria en tensión y compresión.

La resistencia a tensión perpendicular a las fibras es de interés en algunas conexiones a base de pernos. Es aproximadamente cuarenta veces menor que la resistencia paralela a las fibras. Esta diferencia respecto al comportamiento bajo tensión paralela a las fibras se debe a la naturaleza tubular de las células, que las hace muy deformables en la dirección transversal, y a la facilidad con que se despegan las cadenas de moléculas cuando se someten a esfuerzos transversales.

Comportamiento bajo compresión

Con excepción de algunas maderas duras en las que las resistencias en tensión y compresión son del mismo orden, la resistencia a compresión de la madera en dirección paralela a las fibras varía aproximadamente de la mitad a la tercera de su resistencia a tensión en la misma dirección. Esta diferencia puede explicarse por la influencia de fenómenos de pandeo en las fibras individuales de la madera, cuyo comportamiento puede equipararse al de una columna. En la figura 5.11 se aprecia una curva esfuerzo-deformación típica de madera sometida a compresión longitudinal. Se observa que el comportamiento en compresión es fundamentalmente elástico, como en el caso de la tensión y que el módulo de elasticidad es casi idéntico, para los dos tipos de esfuerzo. (Aunque el módulo en tensión tiende a ser ligeramente mayor que el módulo en compresión, para efectos prácticos suele suponerse que ambos módulos son iguales.) Sin embargo, puede comprobarse que el comportamiento en compresión es algo más dúctil que en tensión, siendo mayor la diferencia entre las deformaciones unitarias correspondientes al límite de proporcionalidad y las correspondientes al esfuerzo máximo. Además, el límite de proporcionalidad para compresión está más claramente definido que para tensión.

Suele considerarse que las resistencias obtenidas de probetas sometidas a compresión paralela a las fibras constituyen el mejor índice del comportamiento mecánico de la madera.

Las resistencias a compresión paralela a las fibras para un contenido de humedad de 10% varían de 100 a 1 600 kg/cm² según la densidad de la especie. Las especies de pino del país tienen valores del orden de 450 kg/cm² para un contenido de humedad de 12%.

La resistencia a la compresión perpendicular a las fibras está íntimamente ligada a la dureza y a la resistencia al corte perpendicular a las fibras. (Es frecuente que se tomen los resultados de pruebas de dureza como índice, de la resistencia a este tipo de acción.) Pueden llegar a ser semejantes a la resistencia en compresión paralela a las fibras. Sin embargo, para poder desarrollar la resistencia máxima es necesario aplastar las células hasta que desaparezcan los huecos. Las deformaciones altas que esto implica impiden el aprovechamiento estructural de la resistencia teóricamente disponible. Por este motivo, para efectos prácticos suele tomarse como resistencia aprovechable el esfuerzo correspondiente al límite de proporcionalidad. Cuando se carece de datos sobre esfuerzos en el límite de proporcionalidad puede tomarse un valor igual al 20% de la resistencia a compresión paralela a las fibras.

Se ha observado que cuando en una muestra bajo carga perpendicular a las fibras la relación que existe entre el área de la superficie de carga y el área de la superficie libre de carga disminuye, aumenta el esfuerzo al límite de proporcionalidad. La razón es que existe una contribución de las fibras adyacentes en la región libre de carga, mediante una acción de viga en voladizo que tiende a incrementar la resistencia respecto a la que se obtiene cuando la muestra se carga sobre toda la superficie y no existe área libre de carga.

Entre las maderas mexicanas pueden encontrarse especies con valores del esfuerzo de compresión perpendicular a las fibras, al límite de proporcionalidad, de 22 a 225 kg/cm² a un contenido de humedad próximo a 12%. Las maderas de pino tienen valores del orden de 60 kg/cm².

Comportamiento bajo flexión

En la figura 5.12 se presenta una gráfica carga-deformación de una muestra de madera de pino sometida a una carga transversal que produce flexión. Se aprecia que el límite de proporcionalidad está claramente definido. Después de que la carga alcanza su valor máximo la muestra sigue deformándose paulatinamente a medida que la carga va disminuyendo. Así, en flexión estática la fractura de la madera no es repentina. Para valores de la carga transversal inferiores a la correspondiente al límite de proporcionalidad, la distribución de esfuerzos, si la sección de la muestra o elemento ensayado es simétrica, es lineal y el eje neutro se encuentra a la mitad del peralte, como se muestra en el diagrama (a) de la figura 5.12. Esto indi-

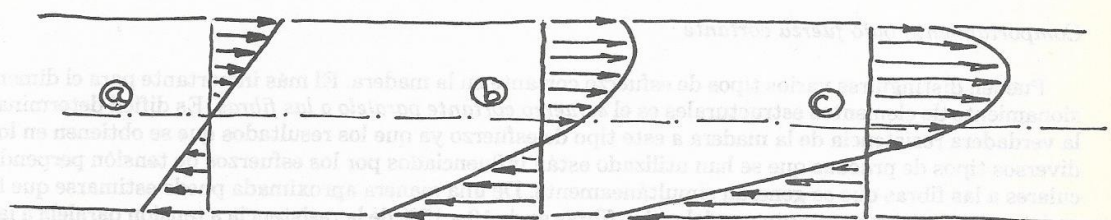
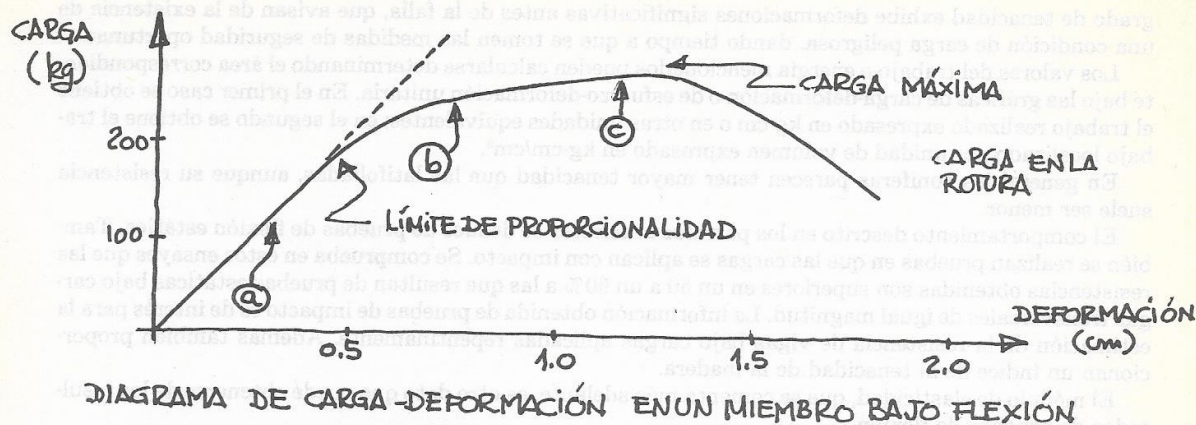


FIGURA 5.12 Comportamiento de la madera bajo flexión.

ca que para niveles bajos de carga la madera se comporta, en flexión, como material elástico. A medida que la carga va aproximándose a su valor máximo, la distribución de esfuerzos deja de ser lineal y la profundidad del eje neutro aumenta (diagramas (b) y (c) de la figura 5.12). Este comportamiento se debe a las diferencias en las relaciones esfuerzo-deformación de la madera sometida a compresión o a tensión. Por regla general las fallas por flexión se inician con el aplastamiento de las fibras extremas sometidas a compresión, a la que sigue la rotura de las fibras en tensión. Sin embargo, en algunas maderas duras de especies latifoliadas el comportamiento puede ser inverso, iniciándose la falla en las fibras extremas sometidas a tensión.

Del ensaye de probetas "limpias" sometidas a flexión estática se obtienen diversos índices del comportamiento de la madera de importancia para el dimensionamiento de elementos estructurales.

El *módulo de rotura*, que fue mencionado anteriormente, es la medida más usual de la resistencia a tensión de la madera. Se obtiene sustituyendo en la fórmula de flexión, $f = Mc/I$, el momento que produjo la rotura. Esto implica que se acepta un comportamiento elástico hasta el momento de la falla, lo cual no es rigurosamente cierto, como se desprende de la figura 5.12. Dependiendo de la densidad de la especie de madera de que se trata, los valores del módulo de rotura varían de 300 a 2 100 kg/cm². Las especies de pino del país tienen valores del orden de 850 kg/cm².

El trabajo hasta el límite de proporcionalidad indica la energía que la madera puede absorber bajo flexión estática sin sufrir deformaciones permanentes. De mayor interés son el *trabajo requerido para alcanzar el esfuerzo máximo* y el *trabajo total* es decir, el trabajo necesario para producir la falla. Estos valores son una medida de la *tenacidad* de la madera, es decir la capacidad para absorber energía. La tenacidad es una propiedad de interés en elementos estructurales sometidos a cargas que presentan gran incertidumbre como sucede en las piezas para entibar las galerías de minas. Un elemento estructural con un alto

grado de tenacidad exhibe deformaciones significativas antes de la falla, que avisan de la existencia de una condición de carga peligrosa, dando tiempo a que se tomen las medidas de seguridad oportunas.

Los valores del trabajo o energía mencionados pueden calcularse determinando el área correspondiente bajo las gráficas de carga-deformación o de esfuerzo-deformación unitaria. En el primer caso se obtiene el trabajo realizado expresado en kg-cm o en otras unidades equivalentes; en el segundo se obtiene el trabajo localizado por unidad de volumen expresado en kg-cm/cm³.

En general las coníferas parecen tener mayor tenacidad que las latifoliadas, aunque su resistencia suele ser menor.

El comportamiento descrito en los párrafos anteriores se deduce de pruebas de flexión estática. También se realizan pruebas en que las cargas se aplican con impacto. Se comprueba en estos ensayos que las resistencias obtenidas son superiores en un 50 a un 60% a las que resultan de pruebas estáticas bajo cargas transversales de igual magnitud. La información obtenida de pruebas de impacto es de interés para la estimación de la resistencia de vigas bajo cargas aplicadas repentinamente. Además también proporcionan un índice de la tenacidad de la madera.

El módulo de elasticidad, que se comenta más adelante, es otro dato que puede obtenerse de los resultados de pruebas de flexión.

Comportamiento bajo fuerza cortante

Pueden distinguirse varios tipos de esfuerzo cortante en la madera. El más importante para el dimensionamiento de elementos estructurales es el *esfuerzo cortante paralelo a las fibras*. Es difícil determinar la verdadera resistencia de la madera a este tipo de esfuerzo ya que los resultados que se obtienen en los diversos tipos de pruebas que se han utilizado están influenciados por los esfuerzos de tensión perpendiculares a las fibras que se generan simultáneamente. De una manera aproximada puede estimarse que la resistencia a esfuerzo cortante paralelo a las fibras es de 10 a 15% de la resistencia a tensión paralela a las fibras. Para especies mexicanas se han encontrado valores que varían de 20 a 225 kg/cm² para un contenido de humedad de 12%. Las especies de pino del país tienen valores de alrededor de 40 kg/cm². La resistencia de la madera a *esfuerzo cortante perpendicular en las fibras* es mucho mayor que su resistencia a esfuerzo cortante paralelo. La rotura en planos transversales no llega a presentarse porque antes de que esto pueda suceder el elemento sujeto a la acción cortante falla, sea por esfuerzo cortante paralelo a las fibras o sea por aplastamiento en compresión de las fibras. Así, por ejemplo, en la viga representada en la figura 5.13-a se aprecia que las cargas transversales producen esfuerzos cortantes en planos horizontales y verticales; la falla se produce siempre en planos horizontales, paralelos a la orientación de las fibras en la región próxima al eje neutro, donde se producen los esfuerzos cortantes máximos. En el elemento de la figura 5.14-b la falla se presentaría por aplastamiento por compresión perpendicular a las fibras en las zonas bajo la carga o de los apoyos; no, como quizás podría esperarse en los planos a-a y b-b sometidas a fuerza cortante perpendicular a las fibras.

Un tipo de esfuerzo cortante peculiar de la madera es el *esfuerzo cortante "rodante"*, o de "rolado" llamado así porque tiende a hacer rodar las fibras sobre sí mismas. Se presenta en elementos de madera sometidos a carga transversal de tal manera que las fibras quedan perpendiculares al claro. Esta condición de carga es rara en general, pero puede ser crítica en algunas de las capas de elementos de triplay, como se indica en la figura 5.13-c. La resistencia de la madera a esfuerzo cortante rodante es de 10 a 20% de su resistencia a esfuerzo cortante paralelo a las fibras.

Comportamiento bajo torsión

La resistencia de la madera a esfuerzos producidos por torsión es del mismo orden que su resistencia a esfuerzo cortante paralelo a las fibras. El esfuerzo cortante por torsión en el límite de proporcionalidad es aproximadamente igual al 70% del esfuerzo cortante correspondiente a la falla.

Dureza

La dureza de la madera se mide generalmente por medio de la prueba Janka, que consiste en determinar la fuerza en kilogramos que se necesita para hacer penetrar en la madera una esfera de acero de 0.444

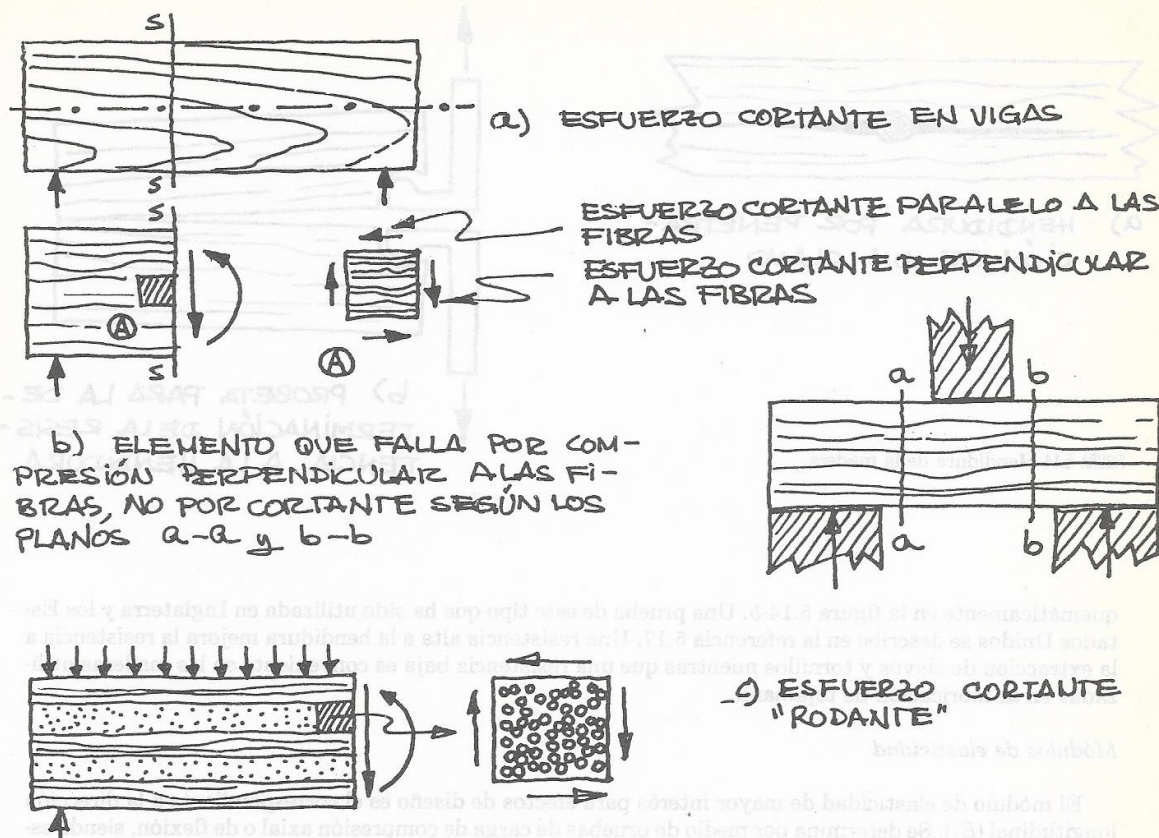


FIGURA 5.13 Comportamiento de la madera bajo cortante.

pulg hasta una profundidad de 0.111 pulg. (En Inglaterra, a raíz de la adopción del Sistema Internacional de Medidas, el diámetro de la esfera se ha cambiado a 11.3 mm, al que corresponde un área proyectada de 100 mm²; la penetración especificada es igual a la mitad del diámetro.) Las durezas de las superficies radial o tangencial son prácticamente iguales, pero menores que la dureza en superficies transversales.

La dureza es un buen índice de la resistencia de la madera a la abrasión o al desgaste. Por otra parte, existe una buena correlación entre la dureza Janka sobre superficies laterales y la resistencia a la compresión perpendicular a las fibras. Esto permite prescindir de la prueba de resistencia a la compresión perpendicular a las fibras ya que este valor puede calcularse a partir de los datos de la prueba Janka, aplicando el coeficiente de correlación adecuado.

Las maderas mexicanas, para contenidos de humedad cercanos a 12%, tienen durezas en las superficies laterales que varían de 100 kg a 550 kg; la dureza en las superficies transversales varía de 150 a 1 550 kg. Las maderas nacionales de pino tienen una dureza lateral de aproximadamente 360 kg mientras que la dureza transversal es de 460 kg. (Los valores dados fueron obtenidos con esfera de 0.44 pulg.)

Resistencia a la hendidura

Se refiere esta propiedad a la resistencia que ofrece la madera a ser rajada en sentido longitudinal, como cuando se hace leña con un hacha, o a la resistencia a la propagación de las grietas que pueden producirse por el efecto de cuña que se presenta cuando se hace penetrar un clavo (figura 5.14-a). Puede obtenerse un índice de la resistencia de la madera a la hendidura por medio de pruebas como la mostrada es-

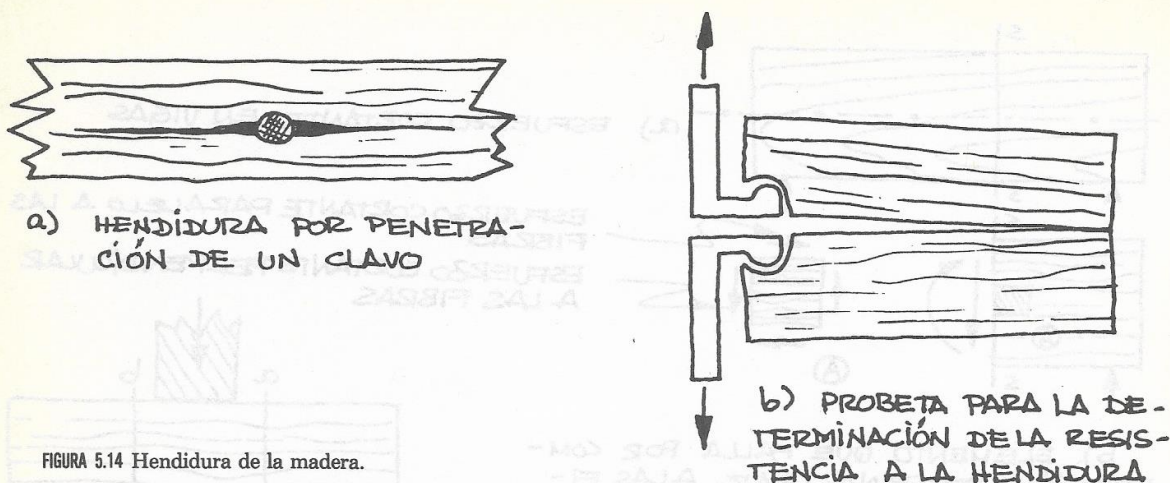


FIGURA 5.14 Hendidura de la madera.

quemáticamente en la figura 5.14-b. Una prueba de este tipo que ha sido utilizada en Inglaterra y los Estados Unidos se describe en la referencia 5.17. Una resistencia alta a la hendidura mejora la resistencia a la extracción de clavos y tornillos mientras que una resistencia baja es conveniente en las maderas utilizadas en la fabricación de tejamanil.

Módulos de elasticidad

El módulo de elasticidad de mayor interés para efectos de diseño es el correspondiente a la dirección longitudinal (E_L). Se determina por medio de pruebas de carga de compresión axial o de flexión, siendo este último procedimiento el más común. Si los valores de E_L se obtienen a partir de pruebas de flexión bajo una carga concentrada, como es frecuente, los resultados obtenidos involucran la influencia de la fuerza cortante. Para obtener valores que no reflejen esta influencia se pueden aumentar en un 10% los valores determinados con pruebas realizadas con una sola carga concentrada. Pueden obtenerse valores no afectados por la fuerza cortante, directamente a partir de ensayos de flexión bajo dos cargas concentradas simétricas, considerando el tramo entre las dos cargas en el cual la fuerza cortante es nula. Para un contenido de humedad de 12% el módulo de elasticidad E_L varía de 40 000 a 300 000 kg/cm². El valor correspondiente a las especies de pino del país es del orden de 100 000 kg/cm². Es escasa la información sobre los módulos de elasticidad en la dirección radial (E_R) y en la dirección tangencial (E_T). Ambos son del mismo orden y de una manera aproximada se puede considerar que su promedio es de 1/12 a 1/20 del módulo en sentido longitudinal. En los tres módulos existe considerable variabilidad de acuerdo con la especie, el contenido de humedad y el peso específico.

Módulos de rigidez

Según la tabla 4-1 de la referencia 5.13 los módulos de rigidez o módulos elásticos a esfuerzo cortante promedio pueden expresarse de manera aproximada en función del módulo de elasticidad en dirección longitudinal (E_L) como sigue:

$$G_{TL} = 0.06 E_L; G_{TR} = 0.012 E_L; G_{LR} = 0.07 E_L$$

Estos módulos se refieren a la deformación unitaria por cortante en los planos TL , TR y LR respectivamente (figura 5.7).

5.3.3 Factores que influyen en el comportamiento y la resistencia de la madera

Como sucede con cualquier material orgánico, las propiedades de la madera exhiben considerable variabilidad. Como se ha visto, existen diferencias importantes no solamente entre árboles de especies distintas, sino también entre árboles de la misma especie. Incluso dentro de un mismo árbol puede haber variaciones apreciables. Las diferencias se deben a variaciones en la composición y estructura orgánica y a factores externos tales como la humedad relativa y la temperatura del medio ambiente, el sistema de secado o la forma de aplicación de las acciones. Aun cuando se mantengan constantes el contenido de humedad y la temperatura, se considere únicamente resultados obtenidos de probetas "limpias" en que se ha eliminado la influencia de características irregulares de crecimiento, y se apliquen en condiciones estándar las acciones cuyo efecto se desea estudiar, la variabilidad en el comportamiento es mayor que para la mayoría de los materiales artificiales. Esto puede apreciarse en la tabla 5.3 basada en la referencia 5.13, que da valores promedio de los coeficientes de variación de algunas de las propiedades mecánicas de la madera. Estos valores se obtuvieron de ensayos hechos con probetas "limpias" de madera verde procedente de 50 especies distintas.

La forma de tener en cuenta la variabilidad natural de la madera en la elección de esfuerzos permisibles para fines de diseño se considera en el capítulo 8.

TABLA 5.3 Variabilidad natural de algunas propiedades mecánicas de la madera (referencia 5.13)*

Propiedad	Coefficiente de variación en porcentaje
Peso específico	10
Esfuerzo de flexión estática al límite de proporcionalidad	22
Módulo de rotura	16
Módulo de elasticidad en flexión	22
Resistencia a compresión paralela a las fibras	18
Esfuerzo de compresión perpendicular a las fibras al límite de proporcionalidad	28
Resistencia a esfuerzo cortante paralelo a las fibras	14

*Datos obtenidos de ensayos de probetas "limpias" verdes. Se puede suponer que la madera con un contenido de humedad de 12% tiene la misma variabilidad natural.

En los incisos siguientes se comentan los factores más importantes que influyen en el comportamiento y la resistencia de la madera.

a) Peso específico

Cuanto mayor el contenido de material leñoso de la madera, tanto mayor es su resistencia a las acciones mecánicas. El peso específico es una medida del contenido de material leñoso y se ha comprobado que existe una relación clara entre esta propiedad y las características mecánicas de la madera, como se aprecia en la tabla 5.4. Esta tabla, basada en la referencia 5.13, se formuló con información obtenida de ensayos y de probetas "limpias" de 165 especies diferentes. Da valores aproximados, en función del peso específico, de diversas propiedades mecánicas para los contenidos de humedad indicados. Para otros contenidos de humedad deben hacerse los ajustes apropiados. Tablas como ésta permiten hacer estimaciones razonables de las propiedades mecánicas de una madera conociendo únicamente su peso específico, aun cuando se ignore su especie. Pueden establecerse tablas semejantes a la tabla 5.4 para especies particulares que proporcionen información más precisa.

TABLA 5.4 Relaciones entre propiedades mecánicas y peso específico (referencia 5.13)

Propiedad	Relación*	
	Madera verde	Madera secada al aire (CH = 12%)
Flexión estática		
Esfuerzo al límite de proporcionalidad	717 $G^{1.25}$	1 174 $G^{1.25}$
Módulo de rotura	1 237 $G^{1.25}$	1 806 $G^{1.25}$
Módulo de elasticidad	165 920 G	196 865 G
Compresión paralela a las fibras		
Esfuerzo de límite de proporcionalidad	369 G	615 G
Esfuerzo mínimo (existencia)	473 G	858 G
Módulo de elasticidad	204 590 G	237 640 G
Compresión perpendicular a las fibras		
Esfuerzo al límite de proporcionalidad	211 $G^{2.25}$	326 $G^{2.25}$

*G es el peso específico. Las expresiones dan esfuerzos en kg/cm²

b) Contenido de humedad

Las propiedades mecánicas de la madera varían considerablemente con el contenido de humedad, cuando éste es inferior al correspondiente al punto de saturación de las fibras (PSF); para valores superiores al PSF las propiedades mecánicas permanecen constantes. En general, a medida que la madera se va secando las características resistentes mejoran debido a la densificación y rigidización de las paredes de las células y al aumento de la cantidad de material leñoso por unidad de volumen originado por la contracción que acompaña a la pérdida de agua. La única propiedad que no es favorecida por el secado es la tenacidad; la madera verde absorbe mayor energía que la seca aunque el esfuerzo máximo que puede alcanzar es menor. En la figura 5.15 se muestra la forma en que la resistencia a compresión paralela a las fibras de una madera de pino típica varía al disminuir el contenido de humedad: a partir de un CH de aproximadamente 30%, que corresponde al PSF, la resistencia aumenta notablemente. La importancia de la influencia de la humedad puede apreciarse comparando los coeficientes de las expresiones para estimación de valores de diversas propiedades mecánicas dados en la tabla 5.4 para madera verde y para madera con un CH de 12%.

Las normas para diseño de estructuras de madera suelen tener en cuenta la influencia de la humedad dando juegos de valores diferentes para al menos dos condiciones: madera verde y madera secada al aire.

c) Características de crecimiento (defectos naturales)

Como se ha visto, las propiedades mecánicas de la madera suelen estudiarse por medio de pruebas hechas con probetas "limpias", de fibras rectas. Los resultados de estas pruebas no reflejan la influencia sobre el comportamiento mecánico de la madera de diversas características asociadas al proceso de crecimiento de los árboles. A veces algunas de estas características se denominan "defectos", aunque en realidad se trata de características orgánicas naturales. Tienen su origen cuando el árbol está en pleno proceso de desarrollo. A continuación se reseñan algunas de las más importantes. (Un tratamiento amplio de los defectos de la madera puede encontrarse en la referencia 5.22.)

Rapidez de crecimiento. Una de las características más notables de la madera es su densidad, que, como se ha visto, está íntimamente ligada con la resistencia mecánica. La densidad varía según las condiciones ambientales existentes durante el proceso de crecimiento. Una característica que tiene relación con la

densidad es la *rapidez de crecimiento*. Suele estimarse determinando el número de anillos de crecimiento por unidad de longitud a lo largo de un eje radial en un plano transversal. En las maderas de coníferas cuanto mayor sea la rapidez de crecimiento, menor será la densidad. Las maderas comúnmente utilizadas para fines estructurales suelen tener de 8 hasta 30 anillos por cada 5 cm. Maderas con valores superiores o inferiores exhiben características mecánicas poco satisfactorias.

Nudos. Los nudos son quizás el defecto natural más común en la madera. A medida que un árbol se desarrolla va envolviendo el arranque de las ramas. Los nudos son las porciones de las ramas que quedan rodeadas por la madera del tronco. Si las ramas están vivas cuando son envueltas por el material del tronco, sus tejidos son continuos con los del tronco. Este tipo de nudo se denomina *nudo vivo* o *nudo fijo*. Cuando una rama muere queda un muñón que acaba rodeado por los tejidos del tronco. En este caso no existe continuidad entre los tejidos del nudo y los del tronco. Este tipo de nudo recibe el nombre de *nudo muerto* o *nudo flojo*. Por la falta de continuidad con el material del tronco los nudos muertos se desprenden con facilidad cuando la madera es aserrada. En la figura 5.16-a se muestra esquemáticamente la diferencia entre nudos vivos y nudos muertos.

La influencia de los nudos sobre la resistencia de una pieza estructural depende de su tamaño y localización así como del tipo de acción aplicado a la pieza. En general la presencia de un nudo reduce la resistencia porque se disminuye la cantidad de material resistente, se interrumpe la continuidad de algunas fibras y, lo que es más significativo, se desvía una cantidad considerable de las fibras en la proximidad del nudo. La disminución de material resistente efectivo es particularmente importante en el caso de nudos muertos ya que el nudo es prácticamente equivalente a un agujero. La disminución de resistencia ocasionada por las discontinuidades y desviaciones de las fibras (figura 5.16-b) se deben a las concentraciones de esfuerzos que éstas producen. Recuérdese que la resistencia en dirección perpendicular a las fibras es menor que la resistencia en dirección paralela en ellas.

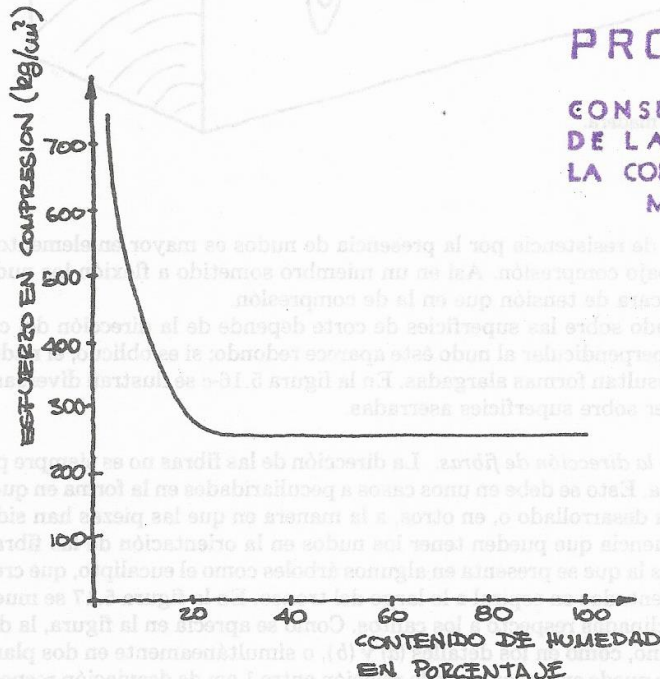


FIGURA 5.15 Variación con el contenido de humedad de la resistencia a compresión paralela a las fibras de una madera de pino.

PROPIEDAD
DEL
CONSEJO NACIONAL
DE LA MADERA EN
LA CONSTRUCCIÓN, A.C.
MEXICO, D.F.

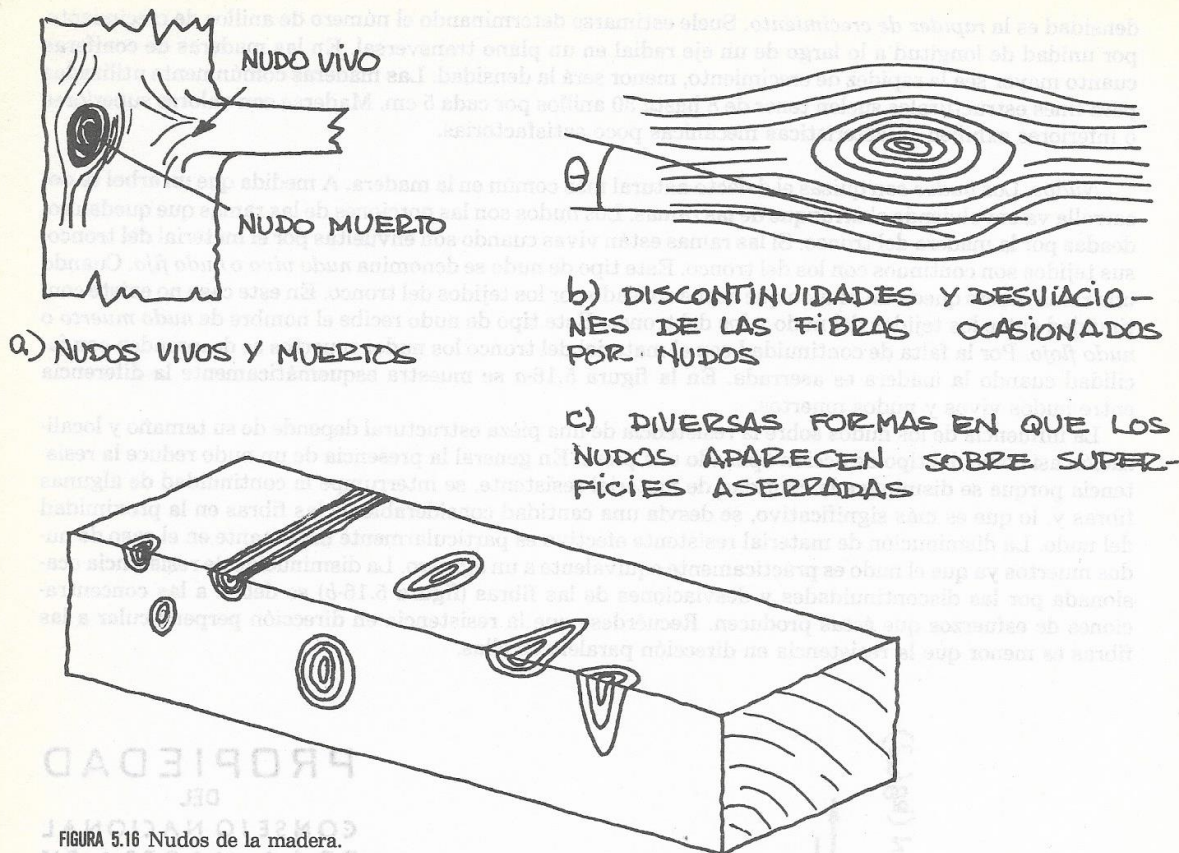


FIGURA 5.16 Nudos de la madera.

La disminución de resistencia por la presencia de nudos es mayor en elementos sometidos a tensión que en elementos bajo compresión. Así en un miembro sometido a flexión los nudos tienen efectos más perjudiciales en la cara de tensión que en la de compresión.

La forma del nudo sobre las superficies de corte depende de la dirección del corte respecto al nudo. Cuando el corte es perpendicular al nudo éste aparece redondo; si es oblicuo, el nudo aparece ovalado; y si es paralelo al eje, resultan formas alargadas. En la figura 5.16-c se ilustran diversas formas en que los nudos pueden aparecer sobre superficies aserradas.

Desviaciones en la dirección de fibras. La dirección de las fibras no es siempre paralela a los cantos de las piezas de madera. Esto se debe en unos casos a peculiaridades en la forma en que el árbol de que proceden las piezas se ha desarrollado o, en otros, a la manera en que las piezas han sido aserradas. Se ha comentado ya la influencia que pueden tener los nudos en la orientación de las fibras. Otra forma de desviación de la fibra es la que se presenta en algunos árboles como el eucalipto, que crecen de tal manera que sus fibras están orientadas en espiral a lo largo del tronco. En la figura 5.17 se muestran piezas de madera con las fibras inclinadas respecto a los cantos. Como se aprecia en la figura, la desviación de las fibras puede ser en un plano, como en los detalles (a) y (b), o simultáneamente en dos planos, como en el detalle (c). La desviación se puede expresar como la relación entre 1 cm de desviación respecto al canto de la pieza y la distancia dentro de la cual ocurre esta desviación. En las figuras 5.17-a y 5.17-b la desviación viene dada por ab/ob . En el caso de la figura 5.17-c se debe considerar la combinación de la desviación de fibra

en los dos planos, que se determina tomando la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las desviaciones en cada plano: $\sqrt{(ab/ob)^2 + (cb/ob)^2}$.

Físicamente la desviación de las fibras puede determinarse por medio de un instrumento como el representado en la figura 5.17-d. Al deslizar el instrumento sobre la superficie de una pieza de madera la aguja colocada en su extremo va trazando una línea que sigue la dirección de la fibra.

La desviación de las fibras afecta considerablemente el comportamiento mecánico de las piezas de madera debido a su naturaleza anisótropa. Por ejemplo, una desviación de 1/20 puede reducir el módulo de rotura en 7% y el módulo elástico en un 4%. Si la desviación es de 1/5, las reducciones respectivas son del 45% y el 33%.

Bolsas de resina. Son cavidades entre los anillos de crecimiento, que contienen resina. Su efecto sobre la resistencia depende de su número, tamaño y localización. Son especialmente nocivas cuando se encuentran en planos sometidos a esfuerzos cortantes altos.

Madera de reacción. Es la madera que se forma como reacción del árbol ante los esfuerzos anormales que se presentan cuando el árbol crece inclinado. Si se trata de una conífera la madera de reacción se forma en el lado inferior, sometido a compresión, y se denomina *madera de compresión*. En las latifoliadas la madera de reacción aparece en el lado superior, sometido a tensión, y recibe el nombre de *madera de tensión*. La madera de reacción tiene características mecánicas inferiores a la madera normal por lo que conviene evitar el uso de piezas que la contengan en cantidades significativas. Se distingue de la madera natural por su textura peculiar.

Rajaduras durante el crecimiento. Durante el proceso de crecimiento pueden crearse estados de esfuerzo interno que ocasionan rajaduras o grietas. Las rajaduras pueden ser *anulares*, cuando se presentan entre anillos de crecimiento, o, *radiales*, cuando están orientadas de la médula a la corteza. Las rajaduras pueden disminuir la resistencia a esfuerzos cortantes apreciablemente. En las figuras 5.18-a, 5.18-b y 5.18-c se muestran algunas configuraciones de agrietamientos usuales.

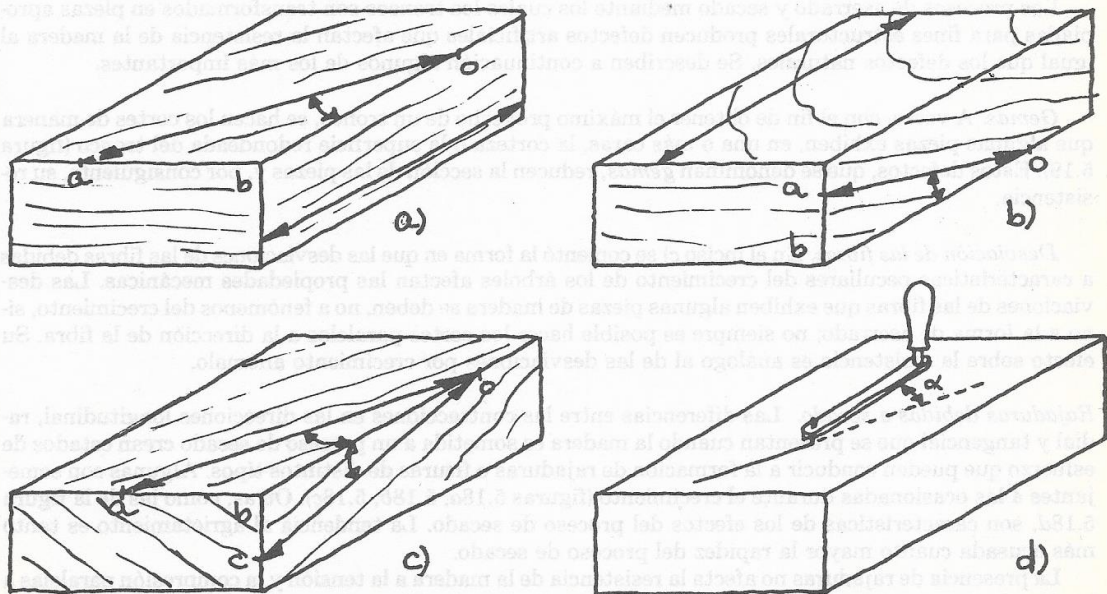


FIGURA 5.17 Desviación de las fibras de la madera.

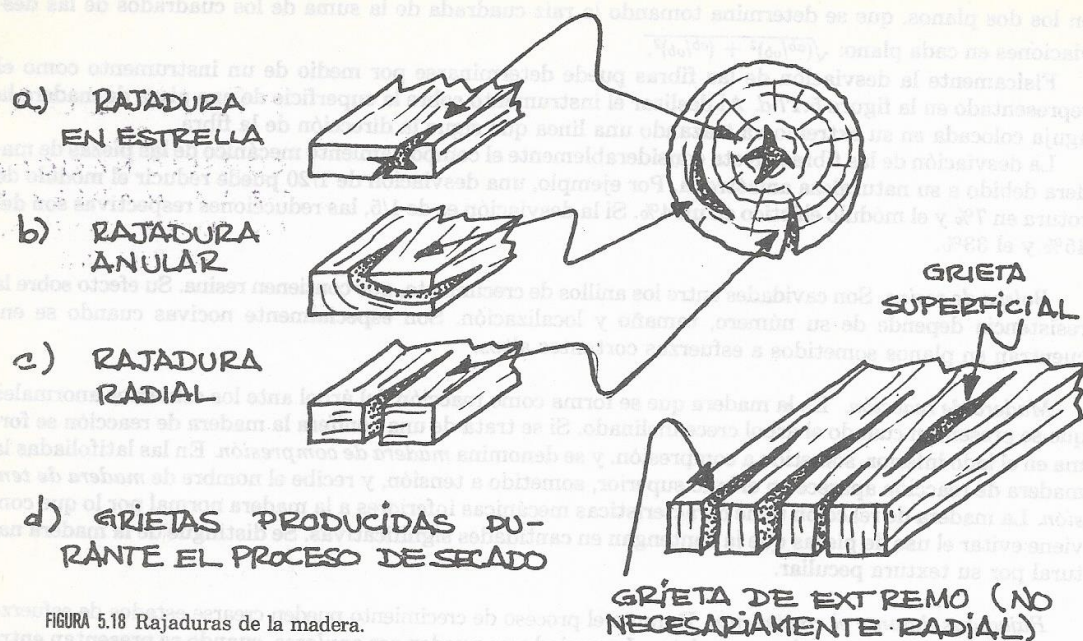


FIGURA 5.18 Rajaduras de la madera.

d) Defectos debidos a los procesos de aserrado y secado
(defectos artificiales)

Los procesos de aserrado y secado mediante los cuales los troncos son transformados en piezas apropiadas para fines estructurales producen defectos artificiales que afectan la resistencia de la madera al igual que los defectos naturales. Se describen a continuación algunos de los más importantes.

Gemas. A veces, con el fin de obtener el máximo provecho de un tronco, se hacen los cortes de manera que algunas piezas exhiben, en una o más caras, la corteza o la superficie redondeada del tronco (figura 5.19). Estos defectos, que se denominan *gemas*, reducen la sección de las piezas y, por consiguiente, su resistencia.

Desviación de las fibras. En el inciso c) se comentó la forma en que las desviaciones de las fibras debidas a características peculiares del crecimiento de los árboles afectan las propiedades mecánicas. Las desviaciones de las fibras que exhiben algunas piezas de madera se deben, no a fenómenos del crecimiento, sino a la forma de aserrado; no siempre es posible hacer los cortes paralelos a la dirección de la fibra. Su efecto sobre la resistencia es análogo al de las desviaciones por crecimiento anómalo.

Rajaduras debidas a secado. Las diferencias entre las contracciones en las direcciones longitudinal, radial y tangencial que se presentan cuando la madera es sometida a un proceso de secado crean estados de esfuerzo que pueden conducir a la formación de rajaduras o fisuras de distintos tipos. Algunas son semejantes a las ocasionadas durante el crecimiento (figuras 5.18a, 5.18b, 5.18c). Otras, como las de la figura 5.18d, son características de los efectos del proceso de secado. La tendencia al agrietamiento es tanto más acusada cuanto mayor la rapidez del proceso de secado.

La presencia de rajaduras no afecta la resistencia de la madera a la tensión y la compresión paralelas a las fibras ni a su resistencia a la compresión perpendicular a las fibras. En cambio el agrietamiento reduce notablemente la resistencia a la tensión perpendicular a las fibras y al esfuerzo cortante paralelo a las

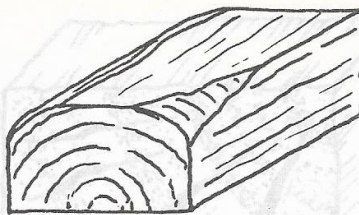


FIGURA 5.19 Gemas.

PROPIEDAD
DEL
CONSEJO NACIONAL
DE LA MADERA EN
LA CONSTRUCCIÓN, A.C.
MEXICO, D. F.

fibras. En flexión estática el efecto depende mucho de la localización de las figuras: cuanto más cerca se encuentran del plano neutro, donde se presentan los esfuerzos cortantes máximos, su efecto es mayor.

Alabeo. El alabeo se debe principalmente a las deformaciones diferenciales que se presentan en la madera durante el proceso de curado. Estas tienen su origen en las diferencias en las contracciones según la dirección considerada. Propician alabeos exagerados un secado excesivo o desigual, la exposición al viento y a la lluvia y prácticas de entonado incorrectas. Aunque el proceso de secado es la principal causa del alabeo de las piezas de madera, pueden influir también las irregularidades en la orientación de las fibras.

Se distinguen cuatro tipos de alabeos. El *alabeo de canto* consiste en la deformación de una pieza de tal manera que, aunque permanezca plana, sus cantos se desvían respecto a una línea recta trazada de extremo a extremo (figura 5.20a). El *arqueamiento* se presenta cuando la pieza no permanece plana, curvándose en sentido longitudinal (figura 5.20b). Si la pieza se curva en sentido transversal formando una especie de canal, el alabeo se denomina *acanalamiento* (figura 5.20c). Cuando las cuatro esquinas de una pieza no quedan en el mismo plano, como si estuviese sometida a una acción torsionante, se dice que el alabeo es *espiralado* o en *espiral* (figura 5.20d). Las piezas con alabeos excesivos no son apropiadas para fines estructurales y deben desecharse.

Colapso. Es una condición que se presenta cuando al curar en estufa se utiliza una temperatura alta para secar madera muy húmeda. Consiste en el colapso de las paredes de las células por la eliminación rápida de humedad. Se caracteriza por una apariencia irregular. Este defecto puede afectar seriamente las propiedades mecánicas de la madera.

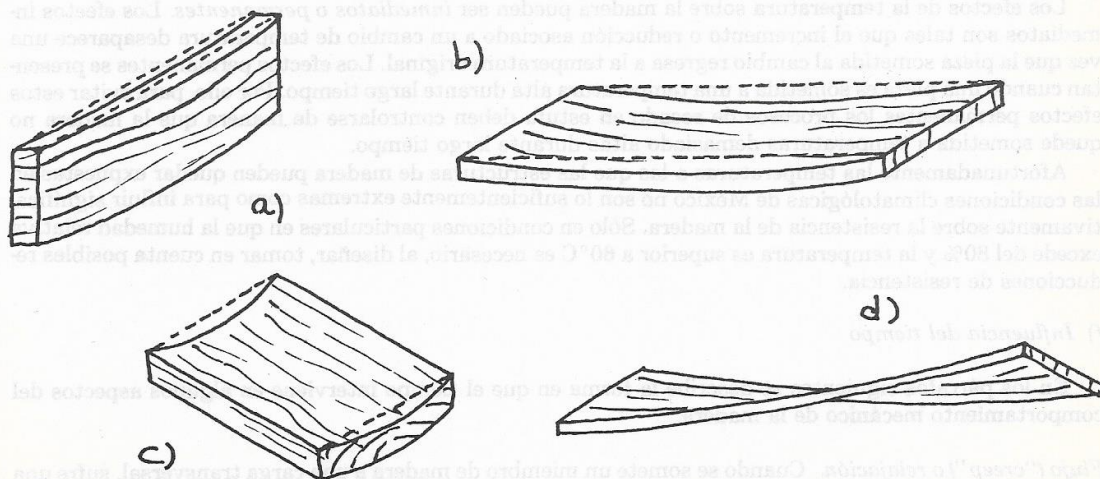


FIGURA 5.20 Alabeos de la madera.

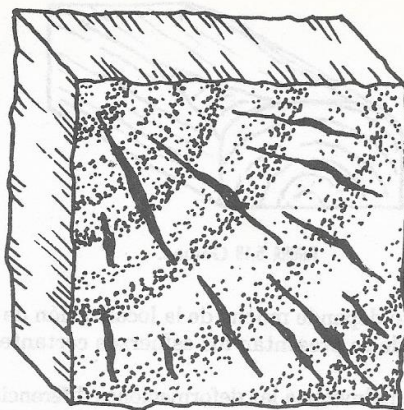


FIGURA 5.21 Apanalamiento.

Apanalamiento. Consiste en la formación de cavidades internas al fallar la madera en sentido perpendicular a las fibras durante el secado en estufa a temperaturas excesivamente altas (figura 5.21). Las cavidades no suelen llegar a las superficies de las piezas, por lo que el apanalamiento es difícil de detectar a no ser que se haga un corte transversal. Este defecto puede disminuir considerablemente la resistencia a esfuerzos cortantes. Se evita su aparición controlando adecuadamente el proceso de curado en estufa.

e) Temperatura

La influencia de la temperatura sobre las propiedades mecánicas puede ser considerable, dependiendo su importancia del contenido de humedad y del tiempo de exposición a temperaturas extremas. En general la madera sufre una reducción de resistencia a temperaturas superiores a las ambientales y un incremento a temperaturas inferiores. Cuando tiene un alto contenido de humedad o se expone a una atmósfera muy húmeda a temperaturas elevadas, la pérdida de resistencia es mayor que si la atmósfera y la madera tienen poca humedad.

Los efectos de la temperatura sobre la madera pueden ser *inmediatos* o *permanentes*. Los efectos inmediatos son tales que el incremento o reducción asociado a un cambio de temperatura desaparece una vez que la pieza sometida al cambio regresa a la temperatura original. Los efectos permanentes se presentan cuando una pieza es sometida a una temperatura alta durante largo tiempo. Por ello, para evitar estos efectos permanentes los procesos de secado en estufa deben controlarse de manera que la madera no quede sometida a temperaturas demasiado altas durante largo tiempo.

Afortunadamente las temperaturas a las que las estructuras de madera pueden quedar expuestas en las condiciones climatológicas de México no son lo suficientemente extremas como para influir significativamente sobre la resistencia de la madera. Sólo en condiciones particulares en que la humedad relativa excede del 80% y la temperatura es superior a 60°C es necesario, al diseñar, tomar en cuenta posibles reducciones de resistencia.

f) Influencia del tiempo

En los párrafos siguientes se describe la forma en que el tiempo interviene en algunos aspectos del comportamiento mecánico de la madera.

Flujo ("creep") o relajación. Cuando se somete un miembro de madera a una carga transversal, sufre una deformación inmediata de naturaleza elástica. Si se mantiene la carga durante algún tiempo la deformación se incrementa gradualmente por el fenómeno de *flujo* o *fluencia* ("creep"). Este aumento progresivo

de la deformación, debido a las características viscoelásticas de la madera, puede durar varios años antes de estabilizarse y, si el nivel de carga es alto, puede incluso conducir a la falla. Para los niveles de carga que suelen considerarse en el diseño de estructuras de madera, puede llegar a ser dos o más veces mayor que la deformación elástica inicial. Cuando se retira la carga la deformación elástica desaparece; aproximadamente la mitad de la deformación debida a flujo se recupera al cabo de algún tiempo.

Los efectos viscoelásticos se intensifican al aumentar el contenido de humedad y el nivel de carga.

Otro fenómeno viscoelástico de la madera es el de *relajación*. Se presenta cuando al mantener una deformación constante en un miembro de madera se comprueba que los esfuerzos requeridos para conservar la deformación van disminuyendo con el tiempo hasta alcanzar valores del orden del 60% de los iniciales, al cabo de varios meses. En cierta forma la relajación puede considerarse como el fenómeno inverso del flujo.

Duración de la carga. La resistencia de la madera disminuye considerablemente con la duración de la carga. Cuanta mayor la duración de la aplicación de una carga, menor será el valor que debe alcanzar la carga para producir la falla. Así, por ejemplo, la carga requerida para ocasionar la falla después de un período de diez años será del orden de 60% de la necesaria en una prueba estructural normal con una duración de cinco minutos. Por otra parte la resistencia bajo impacto puede ser el doble de la correspondiente a una duración de diez años que es la duración que suele considerarse para establecer los esfuerzos permisibles para diseño.

Fatiga. La fatiga puede definirse como el deterioro o falla que sufre un material cuando es sometido a cargas repetidas inferiores a su resistencia estática. En el comportamiento de la madera bajo fatiga influyen varios factores: a) el número de ciclos, b) la relación entre los esfuerzos máximo y el mínimo (que pueden ser de signo contrario), c) el tipo de acción (tensión, flexión, etc.), d) el contenido de humedad y, e) la temperatura.

La información sobre el comportamiento de la madera bajo fatiga es escasa. Parece ser que el riesgo de fallas por fatiga en materiales fibrosos como la madera es menor que para materiales cristalinos como los aceros. A título de ejemplo cabe mencionar que en pruebas en tensión paralela a la fibra, con una relación entre los esfuerzos mínimo y máximo igual a 0.10, bajo 30 millones de ciclos, se ha comprobado que la resistencia correspondiente es del orden del 50% de la resistencia en ensayos estáticos.

Suele recomendarse que se considere la fatiga en el diseño cuando se esperan más de 100 000 ciclos de carga. De una manera simplista algunos autores indican que si el esfuerzo máximo esperado se mantiene inferior al límite de proporcionalidad de la madera, en la mayoría de las situaciones el riesgo de falla por fatiga es reducido.

En teoría, si se desea prever un número de ciclos (o vida de fatiga) indefinido, no debe excederse el llamado *esfuerzo límite de fatiga*, es decir, el esfuerzo que puede resistir un material bajo un número infinito de ciclos de carga. Por desgracia se cuenta con pocos datos sobre esfuerzos límites de fatiga de la madera bajo condiciones diversas.

Edad. En climas templados y relativamente secos las propiedades mecánicas de la madera se alteran poco con la edad, si está adecuadamente protegida contra la putrefacción.

5.4 PROPIEDADES DE ALGUNAS MADERAS MEXICANAS

Como ya se ha señalado en otro lugar, la información sobre las propiedades de las maderas mexicanas es aún relativamente escasa. Es de esperar que los trabajos que realizan el Instituto de Investigaciones Forestales de la Subsecretaría Forestal y de la Fauna y el Instituto Nacional de Investigación sobre Recursos Bióticos (Jalapa) contribuyan a mejorar esta situación.

En la tabla 5.5 se proporcionan algunos datos típicos procedentes de diversas fuentes. Los valores dados corresponden a resistencias máximas o últimas a diversas acciones y fueron obtenidas del ensaye de probetas limpias de defectos y con la dirección de las fibras paralelas a los cantos. No deben utilizarse para diseño ya que no involucran factores de seguridad. Para consideraciones sobre los esfuerzos permisibles para efectos de diseño véase el capítulo 8.

TABLA 5.5 Propiedades de algunas maderas mexicanas

Nombre científico	Nombre común	Relación peso anhidro/volumen verde (gr/cm ³)	Flexión Módulo de rotura (kg/cm ²)	Estática Módulo de elasticidad (kg/cm ²)	Módulo de rotura en compresión paralela a la fibra (kg/cm ²)	Esfuerzo al límite de proporcionalidad en compresión perpendicular a la fibra (kg/cm ²)	Máximo esfuerzo cortante paralelo a la fibra (kg/cm ²)	Dureza Janka perpendicular a la fibra (kg)
En condición verde								
<i>Terminalia amazonia</i> (5.23)	Canshán, tepesuchil	0.62	741	119 000	375	59	107	458
<i>Calophyllum brasiliense</i> (5.23)	Bari, leche maría	0.57	745	106 000	343	50	94	407
<i>Cordia alliodora</i> (5.21)	Bajón, hormiguero	0.44	636	90 000	284	48	80	363
<i>Hymenaea courbaril</i> (5.21)	Cuapinol, guapinol	0.71	910	129 000	408	115	124	893
<i>Lonchocarpus castilloi</i> (5.23)	Machicho, chaperlo	0.73	1 236	160 000	511	109	121	787
<i>Simarouba glauca</i> (5.21)	Pasá ak, pajulté	0.40	442	79 800	207	27	55	175
<i>Vochysia hondurensis</i> (5.21)	Macablanca, apestoso	0.33	390	73 000	182	29	50	184
<i>Pinus cooperi</i> (5.19)	Pino amarillo	0.39	349	89 300	124	21	49	154
<i>Pinus durangensis</i> (5.19)	Pino blanco	0.46	450	90 200	166	30	62	223
<i>Pinus patula</i> (5.24)	Pino colorado	0.47	407	81 000	—	28	65	240
<i>Pinus montezumae</i> (5.24)	Chamaite	0.42	330	65 000	—	22	50	200
<i>Pinus lawsoni</i> (5.18)	Pino ortiguillo	0.51	507	77 000	—	—	—	241
En condición seca, a un contenido de humedad del 12%								
<i>Terminalia amazonia</i> (5.21)	Canshán, tepesuchil	0.64	1 275	159 000	695	—	147	780
<i>Calophyllum brasiliense</i> (5.21)	Bari, leche maría	0.57	1 040	128 000	484	62	146	515
<i>Cordia alliodora</i> (5.21)	Bajón, hormiguero	0.44	856	106 000	445	58	86	367
<i>Hymenaea courbaril</i> (5.21)	Cuapinol, guapinol	0.71	1 364	152 000	669	132	174	1 066
<i>Lonchocarpus castilloi</i> (5.21)	Machicho, chaperlo	0.73	1 682	181 000	862	—	194	1 190
<i>Simarouba glauca</i> (5.21)	Pasá ak, pajulté	0.40	625	86 800	379	42	81	198
<i>Vochysia hondurensis</i> (5.21)	Macablanca, apestoso	0.33	555	81 000	290	31	78	180
<i>Pinus cooperi</i> (5.18)	Pino amarillo	0.39	872	114 000	483	47	86	238
<i>Pinus durangensis</i> (5.18)	Pino blanco	0.46	1 038	121 000	475	63	105	346
<i>Pinus patula</i> (5.20)	Pino colorado	0.48	965	128 000	448	59	102	389
<i>Pinus montezumae</i> (5.20)	Chamaite	0.42	782	110 000	378	45	99	302
<i>Pinus lawsoni</i> (5.18)	Pino ortiguillo	0.51	850	92 000	—	—	—	401

REFERENCIAS

- 5.1 H. E. Desch, "Timber: Its Structure and Properties", 5a, edición, *St. Martin's Press*, Nueva York, 1968.
- 5.2 F. D. Silvester, "Timber: Its Mechanical Properties and Factors Affecting Its Structural Use", *Pergamon Press*, Oxford, 1967.
- 5.3 A. J. Panshin, C. de Zeew y H. P. Brown, "Textbook of Wood Technology", Vol. I, 2a. edición, *McGraw-Hill*, Nueva York, 1964.
- 5.4 M. Bramwell, editor, "The International Book of Wood", *Simon and Schuster*, Nueva York, 1976.
- 5.5 ASTM Designation D2395-69, "Standard Methods of Test for Specific Gravity of Wood and Wood-Base Materials", *American Society for Testing and Materials*, 1971 Book of ASTM Standards, Part 16, julio 1971.
- 5.6 R. Echenique M., "Características de la madera y su uso en la construcción", Serie "Maderas de México", *Cámara Nacional de la Industria de la Construcción*, México, D.F., 1971.
- 5.7 "Requisitos de seguridad y servicio para las estructuras. Título IV del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", *Instituto de Ingeniería (UNAM)*, México, D.F., julio 1977.
- 5.8 W. P. K. Findlay, "Timber: Properties and Uses", *Crosby Lockwood Staples*, Londres, 1975.
- 5.9 CP 112: Part 2: 1971 "The Structural Use of Timber", Metric Units, *The Council for Codes of Practice, British Standards Institution*, Londres, 1971.
- 5.10 "Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal: Diseño y construcciones de estructuras de madera", *Instituto de Ingeniería (UNAM)*, México, D.F., 1977.
- 5.11 ASTM Designation D2016-65, "Standard Methods of Test for Moisture Content of Wood", *American Society for Testing and Materials*, 1971, Book of ASTM Standards, Part 16, julio 1971.
- 5.12 F. P. Kollmann y W. A. Coté Jr., "Principles of Wood Science and Technology", *Springer Verlag*, Nueva York, 1968.
- 5.13 "Wood Handbook", *U. S. Department of Agriculture, Forest Products Laboratory*, Washington, 1974.
- 5.14 "American Institute of Timber Construction", *Timber Construction Manual*, 11th edition, *John Wiley and Sons*, Nueva York, 1966.
- 5.15 "Testing small clear specimens of timber", BS 373 *The Council for Codes of Practice, British Standards Institution* Londres.
- 5.16 ASTM Designation D143-52 (Reapproved 1965), "Standard Methods of Testing Small Clear Specimens of Timber", *American Society for Testing and Materials*, 1971 Book of ASTM Standards, Part 16, julio 1971.
- 5.17 "The Strength Properties of Timber", *Forest Products Research Laboratory Bulletin* 50, 2nd edition, *H. M. Stationery Office*, Londres, 1969.
- 5.18 R. Echenique-Manrique y V. Díaz Gómez, "Algunas Características Tecnológicas de la madera de once especies mexicanas", *Boletín Técnico* No. 27, *Instituto Nacional de Investigaciones Forestales*, México, D.F., 1969.
- 5.19 R. Echenique-Manrique, "Características de maderas para postes", *Instituto de Ingeniería, UNAM*, México, D.F., 1971.
- 5.20 R. Echenique-Manrique y J. Becerra Martínez, "Algunas características físico-mecánicas de tres especies de la cordillera neo-volcánica", *Nota Técnica* No. 6. *Instituto Nacional de Investigaciones Forestales*, México, D.F., 1969.
- 5.21 R. Echenique-Manrique, "Descripción, características y usos de maderas tropicales mexicanas", Serie "Maderas de México", *Cámara Nacional de la Industria de la Construcción*, México, D.F., 1970.
- 5.22 J. Barajas Morales, R. Echenique-Manrique, T. M. Carmona Valdovinos, "Estructura e identificación", cuaderno 3 de la serie "La madera y su uso en la construcción", *Instituto Nacional de Investigaciones sobre Recursos Bióticos*, Jalapa, Ver., 1979.
- 5.23 E. P. Robles y R. Echenique-Manrique, "Sustitutos nacionales del maple y de la haya en transformadores, Informe Final", *Instituto de Investigaciones Eléctricas*, Cuernavaca, 1978.
- 5.24 R. Dávalos Sotelo, R. Echenique-Manrique, J. Sánchez Velasco, "Características mecánicas de tres especies de pino del Cofre de Perote, Veracruz, *Biótica*, 3 (1): 37-55, 1978.
- 5.25 R. B. Hoadley, "Understanding Wood", *The Taunton Press*, Newton, Conn., U.S.A., 1980.
- 5.26 H. Kubler, "Wood as Building and Hobby Material", *John Wiley and Sons*, Nueva York, 1980.

REFERENCIAS

- 2.1 H. E. Dean, "Timber Its Structure and Properties", 2a edición, Mc Graw-Hill, Nueva York, 1962.
- 2.2 F. D. Seivert, "Timber Its Mechanical Properties and Factors Affecting Its Structural Use", Pergamon Press Oxford, 1967.
- 2.3 A. J. Forsyth, J. de Zeeuw y H. P. Brown, "Textbook of Wood Technology", Vol. I, 2a edición, McGraw-Hill, Nueva York, 1961.
- 2.4 M. Brannan, editor, "The International Book of Wood", Simon and Schuster, Nueva York, 1978.
- 2.5 ASTM Designation D3355-68, "Standard Methods of Test for Specific Gravity of Wood and Wood Base Materials", American Society for Testing and Materials, 1971 Book of ASTM Standards, Part 16, julio 1971.
- 2.6 R. Echegaray-Mantique, "Características de la madera y su uso en la construcción", Serie "Maderas de México", Centro Nacional de la Construcción, México, D.F., 1971.
- 2.7 "Reglamento de seguridad y servicio para las estructuras", Título IV del Reglamento de Construcción para el Distrito Federal, Instituto de Ingeniería UNAM, México, D.F., julio 1971.
- 2.8 W. P. E. Finch, "Timber Properties and Uses", Const. Bookshop Supplies, Londres, 1976.
- 2.9 CP 112 Part 2, 1971, "The Structural Use of Timber", British Timber, The Council for Codes of Practice, British Standards Institution, Londres, 1971.
- 2.10 Norma Técnica Complementaria del Reglamento de Construcción para el Distrito Federal Diseño y construcción de estructuras de madera, Instituto de Ingeniería UNAM, México, D.F., 1971.
- 2.11 ASTM Designation D3355-68, "Standard Methods of Test for Moisture Content of Wood", American Society for Testing and Materials, 1971 Book of ASTM Standards, Part 16, julio 1971.
- 2.12 E. R. Kollmann y W. A. Cote Jr., "Principles of Wood Science and Technology", Springer Verlag, Nueva York, 1968.
- 2.13 "Wood Handbook", U. S. Department of Agriculture, Forest Products Laboratory, Washington, 1974.
- 2.14 "American Institute of Timber Construction", Timber Construction Manual, 11th edition, John Wiley and Sons, Nueva York, 1968.
- 2.15 "Testing small clear specimens of timber", BS 271 The Council for Codes of Practice, British Standards Institution, Londres.
- 2.16 ASTM Designation B148-62 (Reapproved 1967), "Standard Methods of Testing Small Clear Specimens of Timber", American Society for Testing and Materials, 1971 Book of ASTM Standards, Part 16, julio 1971.
- 2.17 The Structural Properties of Timber, Forest Products Research Laboratory, Bulletin 60, 2nd edition, H. M. Stationery Office, Londres, 1969.
- 2.18 R. Echegaray-Mantique y J. Luis Gómez, "Algunas Características Tecnológicas de la madera de once especies mexicanas", Boletín Técnico No. 27, Instituto Nacional de Investigaciones Forestales, México, D.F., 1969.
- 2.19 R. Echegaray-Mantique, "Características de maderas para postes", Instituto de Ingeniería UNAM, México, D.F., 1971.
- 2.20 R. Echegaray-Mantique y J. Becerra Martínez, "Algunas características físico-mecánicas de tres especies de la conifera neo-vulcanica", Nota Técnica No. 6, Instituto Nacional de Investigaciones Forestales, México, D.F., 1969.
- 2.21 R. Echegaray-Mantique, "Descripción, caracterización y uso de maderas tropicales mexicanas", Serie "Maderas de México", Centro Nacional de la Construcción, México, D.F., 1976.
- 2.22 J. Barajas Martínez, R. Echegaray-Mantique, E. M. Garmaza Velasco, "Estructuras e identificación", Catálogo 3 de la serie "La madera y su uso en la construcción", Instituto Nacional de Investigaciones Forestales, México, D.F., 1976.
- 2.23 E. P. Roberts y R. Echegaray-Mantique, "Sustitutos nacionales del maple y de la haya en transformados", Informe Final, Instituto de Investigaciones Forestales, Cuernavaca, 1978.
- 2.24 R. Barajas Martínez, R. Echegaray-Mantique, J. Sánchez Velasco, "Características mecánicas de tres especies de pino del Centro de México", Boletín 3 (1) 87-88, 1978.
- 2.25 H. B. Hoebbel, "Untersuchung Wood", The American Paper Newton, Conn., U.S.A., 1960.
- 2.26 H. Kollmann, "Wood as Building and Hobby Material", John Wiley and Sons, Nueva York, 1980.

6. Tratamiento y conservación de la madera

6.1 INTRODUCCIÓN

La madera, como todos los materiales de construcción, es susceptible de deteriorarse con el tiempo. Por su naturaleza orgánica los principales causantes de su deterioro son organismos como ciertos hongos o insectos. Otros agentes destructores son el intemperismo y el fuego.

Sin embargo, con técnicas preventivas y tratamientos de preservación adecuados se puede lograr que las estructuras de madera tengan una durabilidad comparable a la de otros materiales. En este capítulo se presentan nociones sobre las características de los agentes destructores mencionados y se describen algunos de los tratamientos a los que se puede someter la madera para protegerla de ellos.

Un factor de gran importancia tanto en la durabilidad de las estructuras de madera como en su comportamiento mecánico es el contenido de humedad. Por una parte la humedad favorece la acción de ciertos organismos perjudiciales y, por otra, afecta las propiedades mecánicas de la madera y está asociada a cambios volumétricos inconvenientes, como se indicó en el capítulo 5. Por ello es importante lograr que el contenido de humedad de la madera sea el más apropiado para el uso al que esté destinada, recurriendo a procedimientos de secado adecuados. En este capítulo se hacen algunas consideraciones sobre la influencia de la humedad con diversas aplicaciones de la madera y se reseñan las prácticas usuales de secado.

6.2 INTEMPERISMO

El color de la madera expuesta a la lluvia, sol, viento y polvo, con el tiempo se transforma en grisáceo, debido a que las capas superficiales de fibras se deterioran por las hinchazones y contracciones que experimentan con los cambios de humedad. Además, los polisacáridos de la madera están sujetos a hidrólisis, proceso que es acelerado por la energía de las radiaciones infrarrojas y ultravioletas del sol, lo que también perjudica la superficie de la madera. (6.38, 6.39)

Este tipo de deterioro es relativamente sencillo de evitar, cubriendo la madera periódicamente con capas de pintura o barniz, que actúan como barreras a los rayos del sol y retardan la penetración de humedad y, por lo tanto, restringen los cambios dimensionales. Además se puede tratar la madera con una solución de parafina, que reduce los cambios en el contenido de humedad de la madera y, por consiguiente, también las variaciones dimensionales, especialmente aquellas que pudieran presentarse en períodos cortos como las que son consecuencia de un chubasco. El mayor grado de protección se obtiene pintando la madera previamente tratada con parafina (6.40).

Un diseño adecuado de detalles constructivos que disminuyen el grado de exposición de las superficies de madera puede contribuir a contrarrestar los efectos del intemperismo. Así, por ejemplo, son convenientes los aleros que evitan el escurrimiento del agua sobre las fachadas.

6.3 ORGANISMOS

Los principales destructores de la madera, en orden de importancia por la cuantía de daños que causan, son: los hongos, los insectos y los taladradores marinos.

6.3.1 Hongos

Estos organismos, a diferencia de las plantas verdes que contienen clorofila, no pueden manufacturar sus alimentos, por lo que son parásitos y se alimentan de materias orgánicas como la madera. Están bien adaptados para deteriorar a la madera, ya que están constituidos por finos filamentos llamados hifas, los cuales penetran y se desarrollan por los poros y cavidades, elaborando exoenzimas que descomponen la celulosa y la lignina en productos digeribles, los cuales son absorbidos y aprovechados como nutrientes por el hongo.

La gran mayoría de los hongos que producen degradación, necesitan que existan las siguientes condiciones para su desarrollo (6.6, 6.23, 6.26, 6.30).

1. *Alimento.* El alimento consiste en la celulosa y la lignina de las paredes celulares y de los almidones y azúcares almacenados en algunas células.
2. *Humedad.* Los hongos necesitan cierta humedad, para que las exoenzimas que producen sus hifas puedan trasladarse por difusión a las paredes celulares. Cuando la madera tiene contenidos de humedad inferiores al 18% (del peso seco de la madera), no se presenta la difusión de las enzimas degradadoras.
3. *Oxígeno.* Los hongos necesitan un mínimo de aire dentro de la madera para respirar, que se estima que debe ser del orden de 50 a 80% del total del espacio libre (porosidad). Si la madera está completamente saturada con agua, no contiene aire y los hongos no pueden respirar.
4. *Temperatura.* El rango de temperatura para el desarrollo de los hongos en la madera es de 20°C a 36°C, pero pueden tolerar temperaturas más bajas.
5. *pH.* La actividad de las exoenzimas de los hongos requiere un grado de acidez entre 4.5 y 5.5 en la madera.

Si alguno de estos factores no se encuentra entre los valores indicados, los hongos no pueden desarrollarse en la madera y, por lo tanto, no producen deterioro. El éxito de las técnicas de preservación de la madera reside en modificar alguno de estos cinco factores para impedir el desarrollo del hongo.

Con base en el tipo de deterioro que causan los hongos se clasifican en tres grupos principales. Los hongos de un grupo, el que mancha la madera sin reducir significativamente su resistencia mecánica, se alimenta principalmente de las sustancias almacenadas en cierto tipo de células de la madera (parénquima). La mancha que causan puede ser de varios colores, pero por lo general es azulosa. Penetra profundamente en la pieza de madera y puede aumentar la permeabilidad a líquidos en la madera de albura después de exposición prolongada. El efecto principal de este grupo de hongos sobre la madera consiste en que afean el aspecto de la pieza, reduciendo su valor y haciéndola inservible para algunos usos donde el color y veteado natural de la madera sean requisitos. (6.23, 6.28, 6.30)

Un segundo grupo es el de los hongos que causan la pudrición, y que no únicamente manchan a la madera, sino que la destruyen al alimentarse de los componentes de las paredes celulares. El tipo de deterioro llamado *pudrición morena* puede ser profunda y extensa, provocando grietas a través y a lo largo de las fibras, junto con cambios a un color pardo oscuro. Otro tipo de deterioro llamado *pudrición blanca* deja un material residual esponjoso de color blanquecino. Con ambos tipos de pudrición la madera se ve afectada grandemente en su apariencia y en su resistencia mecánica, lo mismo que en su densidad, permeabilidad a líquidos y gases y en sus características de secado. Este grupo es el más importante por la gran cantidad de daños que causa a la madera en servicios. (6.23, 6.28, 6.30)

El tercer grupo de hongos es el que ocasiona las llamadas *pudriciones blandas*, que son un tipo de

putridión muy especializado que únicamente ocurre cuando la madera está sujeta a temperaturas y humedades altas, como las existentes en las estructuras de torres de enfriamiento. El deterioro consiste en un ablandamiento de las capas superficiales de la madera, las cuales son erosionadas por la acción del agua, lo que permite que la pudrición penetre a mayor profundidad de la madera. Afecta notablemente la apariencia de la madera lo mismo que su resistencia a esfuerzos mecánicos. (6.23, 6.28, 6.30)

6.3.2 Insectos

A estos organismos se les considera como segundos en importancia después de los hongos por la cantidad y valor de los daños que causan.

Los insectos más conocidos y más dañinos son las termitas o polilla que son insectos sociales que forman colonias bien organizadas en nidos. Existen dos tipos principales, las termitas subterráneas y la polilla de la madera seca.

Las *termitas subterráneas* construyen su nido bajo el suelo o en pedazos de madera en contacto con éste, a fin de hacer túneles hasta los sitios donde se encuentra su alimento. Estos insectos de cuerpo blando, son muy sensibles a cambios de temperatura, pero especialmente a cambios de humedad, ya que sus cuerpos no tienen protección adecuada para evitar su desecación en ambientes que no tienen una alta humedad relativa. Es por esto que construyen galerías de sus nidos a los sitios donde se alimentan ya que dentro de ellos mantienen condiciones óptimas de medio ambiente para sus actividades. Al atacar una pieza de madera consumen las porciones internas, dejando un cascarón hacia el exterior que protege a los organismos de la luz y cambios de temperatura y humedad. Esta característica es la razón por la que en muchas ocasiones no se detecta el daño causado por estos organismos hasta que la pieza o piezas han sido severamente atacadas. Cuando la madera no está en contacto directo con el suelo los insectos construyen galerías aprovechando hendiduras en concreto y mampostería, hasta llegar a la madera, y a través de estos ductos mantienen la comunicación con el nido y las condiciones ambientales deseadas. (6.27, 6.33)

Las *polillas de la madera seca* no necesitan conexión alguna con el suelo y resisten bien los cambios de temperatura y humedad, ya que sus cuerpos están cubiertos con una capa protectora que evita su desecación. Las termitas de este tipo no son tan dañinas ni tan numerosas como las subterráneas. Los daños que ocasionan se perciben cuando los individuos adultos, que son alados (palomillas de San Juan), emergen de la madera a través de pequeños orificios para trasladarse a otras piezas de madera e iniciar nuevas colonias. En otras ocasiones la presencia de estos insectos se detecta por la presencia de acumulaciones de serrín bajo los orificios de salida de los adultos. (6.27, 6.34)

Las termitas usan la madera como alimento y pueden digerir la celulosa debido a que protozoarios que viven en los estómagos, transforman los polisacáridos en estructuras más sencillas capaces de ser digeridas por el insecto. Alteran severamente todas las características físico-mecánicas de la madera.

6.3.3 Taladradores marinos

Estos organismos adquirieron gran notoriedad durante la época de oro de los fenicios, ya que fueron la causa de que los cascos de los barcos de madera se fracturaran frecuentemente, debido al daño causado por "lombrices marinas". Además de producir daños en las embarcaciones de madera, estos organismos deterioran la madera de instalaciones marinas, sobre todo aquellas que se localizan en mares tropicales o en zonas costeras salobres. (6.25, 6.26, 6.30)

Los dos tipos principales de taladradores pertenecen a los grupos de moluscos o crustáceos. El deterioro que ocasionan se debe a la perforación de túneles, ya sea para alimentarse de la madera o para usarla como morada y alimentarse del plankton que es acarreado por el agua hacia ellos y de los hongos que crecen en las paredes de los túneles, los cuales pueden variar en longitud y diámetro, según el organismo y condiciones ambientales en los que se desarrollan. (6.25, 6.26, 6.30)

6.3.4 Prevención y control

Sin lugar a dudas es más sencillo, más eficiente y mucho más económico prevenir daño a la madera por organismos que controlar su desarrollo una vez en la madera.

Para evitar el deterioro por hongos se puede recurrir a diversas medidas, de acuerdo con el valor de la madera y el riesgo al que está expuesta.

En algunos casos es conveniente usar madera de especies que tengan gran durabilidad natural. Se mencionan a continuación algunas especies mexicanas resistentes a la acción de organismos: (6.6):

barí o santamaría	(<i>Calophyllum brasiliensi</i>)
cedro rojo	(<i>Cedrela odorata</i>)
cuapinol	(<i>Hymenaea courbaril</i>)
chicozapote	(<i>Manilkara zapota</i>)
gateado	(<i>Astronium graveolens</i>)
guanacastle	(<i>Enterolobium cyclocarpum</i>)
guayacán	(<i>Guaicum sanctum</i>)
hormiguillo	(<i>Cordia alliodora</i>)
machiche	(<i>Lonchocarpus castilloi</i>)
mora	(<i>Maclura tinctoria</i>)
pukté	(<i>Bucida buceras</i>)

La gran durabilidad natural de estas especies se debe a que por razones poco conocidas el duramen o centro de los árboles queda impregnado con sustancias químicas que son eficaces preservadores.

Otra forma de proteger la madera del ataque de hongos es diseñar las estructuras de tal forma que el contenido de humedad de la madera se mantenga a menos de 18%. Por ejemplo es recomendable cubrir las tuberías de agua fría con algún aislante para evitar la caída de agua condensada sobre la madera. Un buen techado que no tenga goteras y sobresalga lo suficiente, ayudará a proteger los muros de la lluvia. Es útil contar con ventilación adecuada en los desvanes y en el espacio entre techo y plafón. (6.29, 6.35)

Si la madera va a estar en contacto directo con el suelo su contenido de humedad probablemente sobrepase el 18%, por lo que debe tratarse con algún preservador por métodos de presión preferiblemente o baño en caliente y frío. Cuando la madera no está en contacto directo con el suelo, pero sí expuesta directamente a la lluvia, ésta tiene menos riesgo de ser degradada por hongos, por lo que un tratamiento de preservación por inmersión es satisfactorio para protegerla. Cuando la aplicación de la solución preservadora se hace con brocha o por aspersión, la protección que se obtiene es mínima. Debido a esto este método, se recomienda únicamente para casos de muy poco riesgo. (6.29, 6.31, 6.35, 6.36)

El tipo de solución preservadora que se emplea depende en muchas ocasiones del uso-final de la pieza. Si ésta no se va a pintar y la apariencia de la superficie no es importante, la creosota o el pentaclorofenol disueltos en aceite oscuro podrían usarse. En cambio, si las piezas de madera se van a pintar o la apariencia es un factor muy importante, entonces lo mejor es utilizar soluciones de sustancias tóxicas en agua o en aceite ligeros o claros (sales tipo CCA o pentaclorofenol).

En el caso de termitas, es aún mucho más importante prevenir el daño que en el caso de los hongos, debido a que una vez que los insectos están en la madera, los métodos de control son muy costosos y difíciles de llevar a cabo con éxito. Cuando sea posible, las construcciones de madera no deben estar en contacto directo con el suelo a menos que la madera haya sido impregnada correctamente con algún preservador por medio de tratamiento a presión o baño caliente y frío, o sea de alguna especie de conocida resistencia natural a las polillas. En las estructuras de anclaje o cimientos y tuberías de toma o drenaje, conviene instalar escudos metálicos que impidan el paso de termitas subterráneas, cubrir ventanas y ventilas con telas de alambre mosquitero y retirar toda la madera cercana a la construcción. En áreas de alto riesgo de ataque por termitas subterráneas, se puede añadir alguna solución insecticida al suelo alrededor de la estructura. Es recomendable inspeccionar periódicamente (dos veces al año) los cimientos de concreto o mampostería para verificar si existe algún inicio de daño causado por los insectos y destruir los túneles que se localicen sobre los cimientos, recordando que estos insectos para sobrevivir necesitan estar comunicados con su nido por medio de ellos para mantener las condiciones necesarias de temperatura y humedad. Para evitar el daño por la polilla seca, es conveniente emplear especies de madera con resistencia natural a este insecto o aplicar a la madera algún preservador mediante tratamientos de inmersión, aspersión o brocha. (6.27, 6.29, 6.31, 6.33, 6.34, 6.35, 6.36)

El ataque de taladradores marinos se puede evitar en cierto grado, mediante barreras físicas. Así, por

ejemplo, los fenicios recubrían la madera del casco de sus barcos con laminillas de plomo. En épocas recientes se han usado fundas o revestimiento de concreto, arcilla vidriada, hierro fundido, cobre, neopreno, etc., todos ellos con resultados variables y no muy confiables. En ocasiones la coraza o recubrimiento se agrieta por alguna razón, permitiendo la entrada de los organismos a la madera, la cual deterioran sin ser detectados hasta que el daño está muy avanzado, siendo necesario reemplazar la pieza. La mejor protección se le da a la madera impregnándola a presión con altas concentraciones de sales hidrosolubles tipo CCA o con una combinación de creosota y alquitrán de hulla. (6.25, 6.26, 6.30)

6.4 PRESERVACION DE LA MADERA

Si la utilización de especies de madera con durabilidad natural alta y el uso de detalles constructivos que defiendan a la madera contra la acción de agentes destructores no ofrecen protección adecuada, entonces es necesario recurrir a la aplicación de algún preservador.

6.4.1 Consideraciones generales

En la actualidad en México se dispone de varios tipos de preservadores que pueden ser aplicados mediante diversos métodos por firmas comerciales o por los mismos usuarios, dependiendo en gran medida de la cantidad y tipo de madera por preservar, tipo de servicio y especialmente el riesgo al que la madera va a estar sujeta cuando esté en servicio.

6.4.2 Características principales de los preservadores

Los preservadores contienen una serie de principios activos, dependiendo de su composición química. En general, estos productos son solubles en los líquidos corporales o celulares de los organismos. Al entrar en ellos bloquean la respiración o el metabolismo celular, inhibiendo o matando al organismo. (6.26, 6.30)

En el caso de algunos preservadores, su modo de acción consiste en actuar como repelentes, especialmente de insectos. Estos preservadores deben reunir las siguientes características: ser tóxicos a los organismos destructores de madera, penetrar fácilmente en la madera, ser poco lixiviables y tener un alto poder residual, poder ser manejados y usados sin peligro a la salud, no dañar a la madera ni a los metales, ser accesibles y económicos en el mercado y ser fáciles de aplicar. Algunos de ellos son limpios, incoloros, compatibles con pinturas y barnices y resistentes al fuego.

Las soluciones de preservadores más conocidas y usadas en México son a base de creosota, pentaclorofenol y sales de cobre, cromo y arsénico.

La creosota es un producto de la destilación de carbón bituminoso, consistente en una mezcla de más de cuarenta importantes compuestos tóxicos a hongos e insectos. Su aplicación por lo general es por medio de métodos a base de presión. Desventajas para ciertos usos son el hecho de que la superficie de la madera queda muy sucia, imposibilitando su pintado, y el mal olor que despiden. (6.26, 6.30).

El pentaclorofenol es un compuesto de cloro y fenol en forma de polvo verde-grisáceo. Es soluble en aceites y generalmente se aplica con una concentración de 5%. Se pueden utilizar aceites ligeros claros, con los que se obtienen buenas apariencias de la madera tratada que, además puede pintarse. Su aplicación puede ser por inmersión, aspersión o a base de métodos a presión. (6.26, 6.30).

Las sales hidrosolubles de cobre, cromo y arsénico, comúnmente llamadas sales CCA, vienen en varios tipos. Todos ellos contienen básicamente los mismos elementos tóxicos a los organismos destructores de la madera, pero en diferentes proporciones, razón por la cual la cantidad de sales requerida por unidad de volumen varía según el tipo. Todos los tipos de estas sales son igualmente efectivos. La madera tratada con ellas queda limpia y se le puede aplicar toda clase de acabados. Por lo general la madera se impregna con métodos a base de presión. Una desventaja es que es necesario volver a secar la madera después de tratada. (6.26, 6.30).

En la madera tratada, los preservadores oleosos penetran a los espacios intercelulares, mientras que los hidrosolubles reaccionan químicamente y se precipitan en las paredes celulares.

6.4.3 Métodos de tratamiento

Los métodos de aplicación de preservadores son muy variados; van desde los de tipo doméstico hasta los que requieren modernas plantas de impregnación. En muchas ocasiones la selección del método depende del grado deseado de penetración y retención del preservador, expresado en kilogramos de preservador por m³ de madera. El grado de penetración y retención depende además del método de aplicación, y de la anatomía y del contenido de humedad de la madera. De estos factores el único que no se puede controlar es la anatomía de la madera.

Métodos sin presión

La gran ventaja de estos métodos es que no requieren equipo caro o complicado y se pueden llevar a cabo con un mínimo de inversión. Tienen como desventajas importantes el que no se puede alcanzar altas penetraciones y retenciones por lo que no se recomiendan para tratar madera con poca permeabilidad o cuando ésta estará expuesta en condiciones con alto riesgo de ser deteriorada por organismos. Los métodos más simples consisten en aplicar la solución preservadora por brocha y por aspersión o baño. Se utilizan cuando los riesgos de deterioro son mínimos o como técnicas de mantenimiento en casos en que la madera ha sido tratada previamente por otros métodos. Con el método de inmersión (por lo regular por períodos de tres a cinco minutos) se obtienen mayores retenciones y penetraciones. Es el más comúnmente usado para tratar ventanas y puertas fabricadas con maderas permeables. El método que le sigue en efectividad es el llamado "baño caliente y frío" que consiste básicamente en sumergir la madera en un recipiente con la solución preservadora a temperatura alta hasta que la madera tenga la misma temperatura que la solución, e inmediatamente después sumergirla en otro tanque con la solución preservadora a temperatura ambiente. Esto causa un vacío parcial dentro de las células de la madera lo que hace posible que la presión atmosférica facilite la penetración de la solución preservadora. Con especies de madera permeable se llegan a obtener penetraciones y retenciones de soluciones preservadoras suficientes para proteger la madera que va a estar en contacto con el suelo. Otro método sin presión muy efectivo pero que se utiliza únicamente con preservadores a base de boro o flúor es el de difusión en madera verde. Consiste en sumergir madera con un alto contenido de humedad (cuanto más próximo a saturación, mejor) en tanques de solución de preservadores a base de las sales arriba señaladas. Después se estiba la madera muy junta para evitar que se seque y permitir que los ingredientes activos se difundan de la superficie hacia el interior de las piezas de madera. Este método es muy efectivo y se recomienda para maderas poco permeables como son muchas de las tropicales. (6.24, 6.26, 6.30, 6.31, 6.37).

Métodos a presión

Estos son los métodos que se utilizan para la aplicación de retardantes de fuego y de insecticidas y fungicidas para madera expuestas a un alto riesgo de deterioro por organismos como es el caso de madera susceptible de ser atacada por taladradores marinos. Estos procesos requieren autoclaves o cilindros de tratamiento capaces de resistir altas presiones positivas y negativas. Se utilizan bombas neumáticas o hidráulicas y a veces calefacción para calentar la solución preservadora dentro y fuera del cilindro de tratamiento. A continuación se describen los métodos de uso más común. (6.26, 6.30, 6.32).

- a) *Proceso de célula llena.* Comprende las siguientes fases: introducción de la madera al cilindro de tratamiento; aplicación de un vacío inicial para extraer el aire de la madera; introducción de la solución preservadora sin destruir el vacío; aplicación de presión hidráulica hasta lograr la retención y penetración deseada; eliminación de la presión; extracción de la solución del cilindro. Este proceso se usa comúnmente para aplicar preservadores hidrosolubles y retardantes del fuego.
- b) *Procesos de célula vacía.* Son usados principalmente dos tipos: el Rueping y el Lowry.

En el proceso Rueping, después de introducir la madera al cilindro de tratamiento, se inyecta aire a presión, e inmediatamente se introduce la solución preservadora y se añade calor. Se mantienen estas condiciones hasta lograr la retención deseada, después de lo cual se traslada la solución

preservadora restante a un tanque de almacenamiento. Se aplica un período de vacío para retirar solución de la madera y únicamente dejar recubiertas las paredes celulares con el preservador.

El proceso Lowry consiste esencialmente en aplicar a través de la solución preservadora, una presión hidráulica a la madera dentro del cilindro de tratamiento hasta obtener la retención y penetración deseada, desalojar el cilindro y aplicar un vacío final.

Los procesos de célula vacía se emplean para preservadores oleosos, y dan la oportunidad de economizar solución preservadora, recubriendo únicamente las paredes celulares y dejando poca solución en los huecos. Proporciona a la madera una adecuada protección cuando ésta no va a estar sujeta a un riesgo muy alto de ser atacada por organismos.

En la tabla 6.1 se presenta una guía que puede ser útil en la selección de preservador y método de aplicación, según el riesgo de daño al que va a estar sujeta la madera en uso.

TABLA 6.1 Guía para el uso de preservadores

<i>Tipo de solución</i>	<i>Método de tratamiento</i>	<i>Riesgo de daño</i>
Hidrosolubles, pentaclorofenol, insecticidas	Con brocha, aspersión o baño	Bajo
Hidrosolubles, pentaclorofenol, insecticidas	Inmersión	Bajo
Creosota, pentaclorofenol	Baño caliente-frío	Moderado, alto
Hidrosolubles (boro y flúor)	Difusión en madera verde	Moderado, alto
Creosota, pentaclorofenol	Célula vacía	Alto
Hidrosolubles, retardantes de fuego, creosota, pentaclorofenol	Célula llena	Muy alto

La elección del uso del preservador más conveniente en un caso dado depende del uso de la estructura y del tipo de organismos que existen en la localidad.

6.5 SECADO DE LA MADERA

6.5.1 Consideraciones generales

Como se vio en la sección 5.1.1, los troncos de los árboles tienen como funciones las de sostenerlos y actuar como conductores de savia, es decir de agua con diversas sustancias disueltas en ella, de las raíces a las hojas y viceversa. Al ser derribado un árbol para ser transformado en madera aserrada, chapa o pulpa para papel, el tronco contiene gran cantidad de agua localizada dentro de la estructura de la madera. Parte de esta humedad, en alguna forma se necesita extraer de la madera antes de ponerla en servicio (6.1, 6.2, 6.3), siendo recomendable secar la madera hasta un contenido de humedad cercano al que va a tener una vez que se ponga en servicio. En la figura 6.1 se indican las cantidades de humedad convenientes para diversos usos de la madera y su relación con la humedad relativa de la atmósfera.

El secado de la madera aporta las siguientes ventajas principales (6.2, 6.3, 6.4, 6.6, 6.8, 6.9, 6.10, 6.11).

1. Mejora la estabilidad dimensional de la madera en uso minimizando los cambios dimensionales como respuesta a cambios en contenido de humedad.
2. Aumenta notablemente la resistencia mecánica, y mejora sus características como aislante térmico, acústico y eléctrico.
3. Aumenta extraordinariamente la resistencia a ser biodegradada, especialmente por hongos causantes de pudriciones.

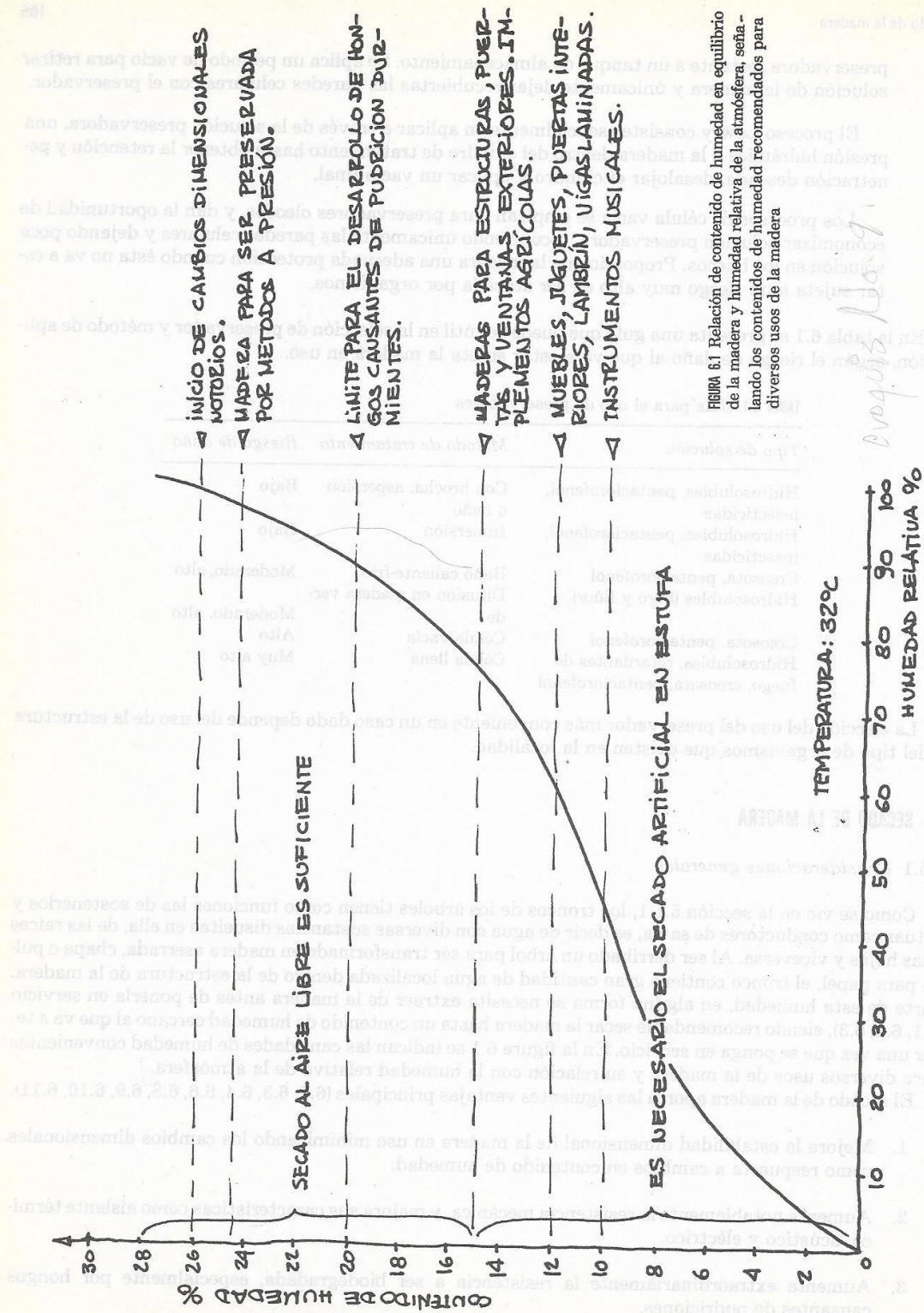


FIGURA 6.1 Relación de contenido de humedad en equilibrio de la madera y humedad relativa de la atmósfera, señalando los contenidos de humedad recomendados para diversos usos de la madera

4. Permite un mejor tratamiento impartándole una mayor duración con preservadores, barnices, pinturas y repelentes al agua.

Se aprecia fácilmente que secando la madera correctamente y manteniéndola en ese estado se eliminan en gran medida los principios inconvenientes por lo que algunos constructores desconfían de la madera como material estructural. El desconocimiento de las ventajas que se obtienen de secar y mantener seca la madera ha sido causa de que las construcciones con este material a veces exhiban un comportamiento indeseable debido a que se usó una madera verde o con un alto contenido de humedad. El secado en servicio de la madera en estas condiciones ocasiona grietas, rajaduras, alabeos, y torceduras.

6.5.2. Comportamiento de la madera durante el secado

Como se indicó en la sección 5.2.2, la madera es un material higroscópico, lo que significa que absorberá agua de una atmósfera húmeda o la dejará escapar a una atmósfera relativamente seca. Así tenemos, por ejemplo, que si una pieza de madera seca con un contenido de humedad en equilibrio con la atmósfera circundante de 9% se traslada del interior de una oficina a un invernadero, en donde hay una gran cantidad de humedad en la atmósfera, la madera absorberá moléculas de agua del aire hasta que su contenido de humedad llegue a equilibrarse con el del aire que la rodea, pudiendo ser éste de 18% (figura 6.2). El contenido de humedad en equilibrio, *CHE* (sección 5.2.2), es el contenido para el cual la madera no gana ni pierde humedad cuando está rodeada de aire con cierta humedad relativa y temperatura (figura 6.2).

A continuación se describe en términos generales el proceso de secado de la madera, usando como ejemplo una pieza de 2 pulg $\times$ 4 pulg $\times$ 8 pies de encino aserrada con un contenido de humedad uniforme de 93% (figuras 6.3, 6.4, 6.5), tratada en una estufa de secado (6.5, 6.7). Después de dos días de secado las capas externas pierden humedad a la atmósfera más rápidamente que las del centro. Así, en la superficie el contenido de humedad es de aproximadamente 48%, y en el centro, de 87%, con un promedio de 78%. Hasta ese momento la pieza no muestra cambios dimensionales apreciables (figuras 6.3, 6.4, 6.5).

Continuando el proceso al cabo de 14 días de haberse iniciado el secado la superficie sigue teniendo un contenido de humedad (21%) inferior al del centro (44%) con un promedio de 39%. En esta etapa la pieza ya ha sufrido una contracción en la dirección radial de 3.8%, y en la tangencial, de 5.8%. Como se puede apreciar, las capas superficiales ya tienen un contenido de humedad inferior al 30% que corresponde al punto de saturación de la fibra (*PSF*, sección 5.2.2), por lo que cierta cantidad de agua "fija" ha sido extraída de las paredes de las fibras causando que la pieza sufra contracciones. Al final del secado, después de 30 días, la pieza tiene un contenido de humedad uniforme de 9%, y las contracciones finales son de 11.0% en la dirección radial, y de 14.9% en la dirección tangencial. Así, la pieza que originalmente era de 2 pulg $\times$ 4 pulg tiene unas dimensiones finales de 1.78 pulg $\times$ 3.40 pulg. En la dirección longitudinal, paralela a las fibras, el cambio dimensional que sufrió fue mínimo, de alrededor del 0.1%, ó sea que el largo de la pieza quedó en 8.242 pies.

Es evidente que la madera no se seca uniformemente. Esto da lugar a cambios dimensionales, y al desarrollo de esfuerzos internos, que, si llegan a ser lo suficientemente altos, hacen que la madera se raje en los extremos, se agriete en las superficies, sufra colapso en el centro, o se tuerza. Los procesos de secado demasiado rápidos propician estos daños. En la práctica se trata de lograr desalojar la humedad de la madera con un mínimo de contracciones y daños a través del manejo de la humedad relativa, la temperatura y la velocidad del aire utilizado en el secado.

6.5.3 Métodos de secado

El método más común consiste en extraer humedad de la madera en forma de vapor de agua, para lo cual es necesario suministrarle calor. Existen dos formas principales de hacer llegar el calor a la madera. Una de ellas es el secado al aire libre a las temperaturas ordinarias del medio ambiente. La otra es el secado en estufas en donde se eleva la temperatura artificialmente por arriba de la del medio ambiente, sin exceder en la mayoría de los casos los 100°C. Ambas formas en realidad se pueden considerar fundamentalmente como la misma, ya que se usa el aire como el medio a través del cual se conduce el calor a la madera y se recoge el vapor extraído.

En el secado al aire libre, la madera se dispone en capas con tiras separadoras, formando paquetes, para

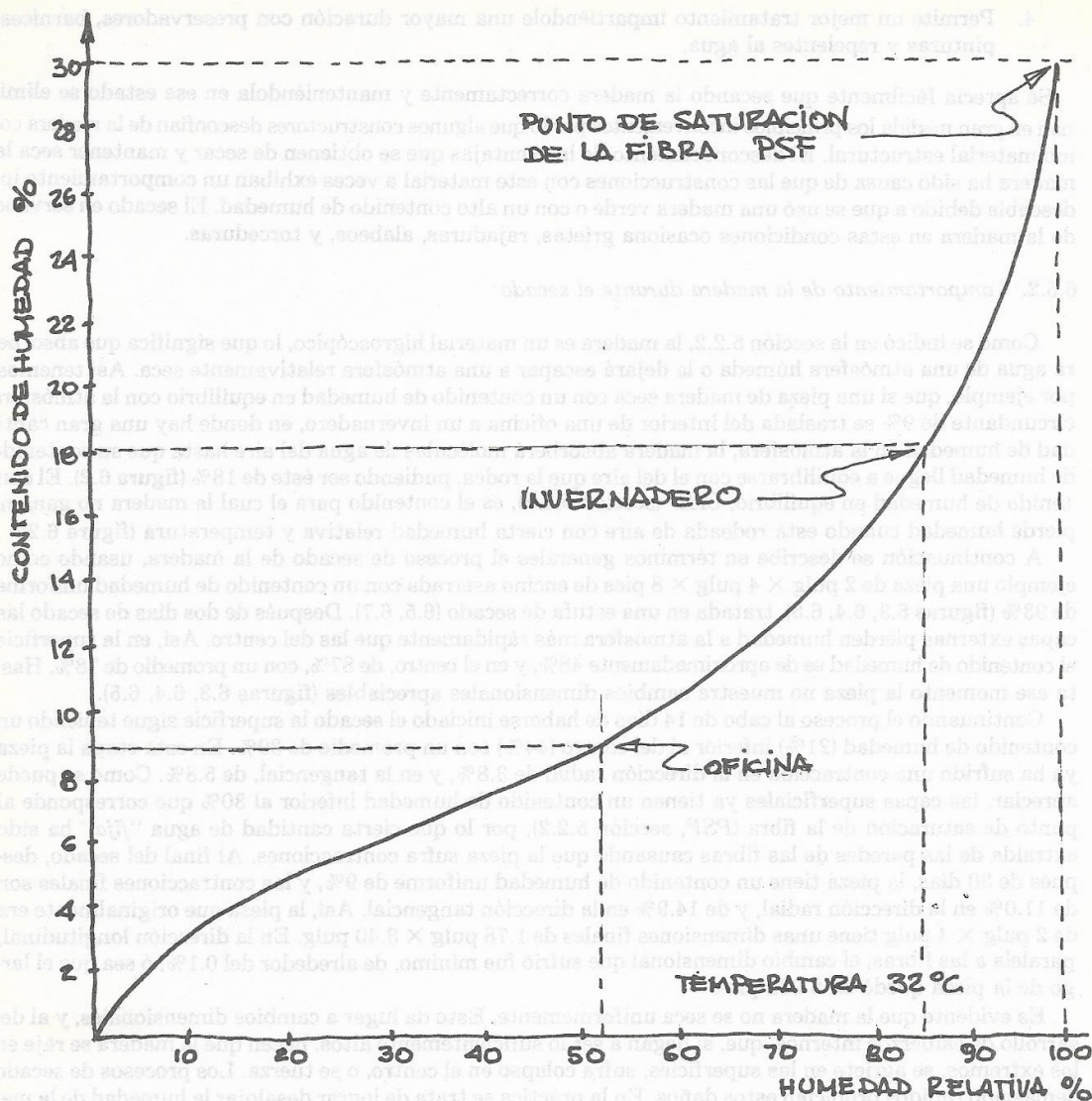


FIGURA 6.2 Relación entre el contenido de humedad en equilibrio de madera de *Carapa Guianensis* y la humedad relativa de la atmósfera a una temperatura de 32°C

que el aire circule entre las piezas de madera llevándose el vapor de agua. En el secado en estufa se dispone la madera en forma similar y se coloca dentro de cuartos cerrados en donde se controla artificialmente el calor, la humedad relativa y la circulación del aire, hasta que la madera alcanza el contenido de humedad deseado. En ambas formas la capacidad de secado se ve afectada por los siguientes factores que se procura optimizar durante el proceso (6.2, 6.8, 6.9, 6.10, 6.11).

- | | |
|-----------------------------|--|
| Calor: | Afecta la evaporación de la humedad de la superficie de la madera, y también tiene un gran efecto sobre la rapidez con que la humedad se mueve a la superficie de la madera. |
| Humedad: | Afecta la rapidez de evaporación de humedad de la superficie de la madera. |
| Circulación de aire: | Como se mencionó anteriormente conduce el calor a la madera y se lleva el vapor de agua de la superficie de las piezas. |

Secado de la madera

109

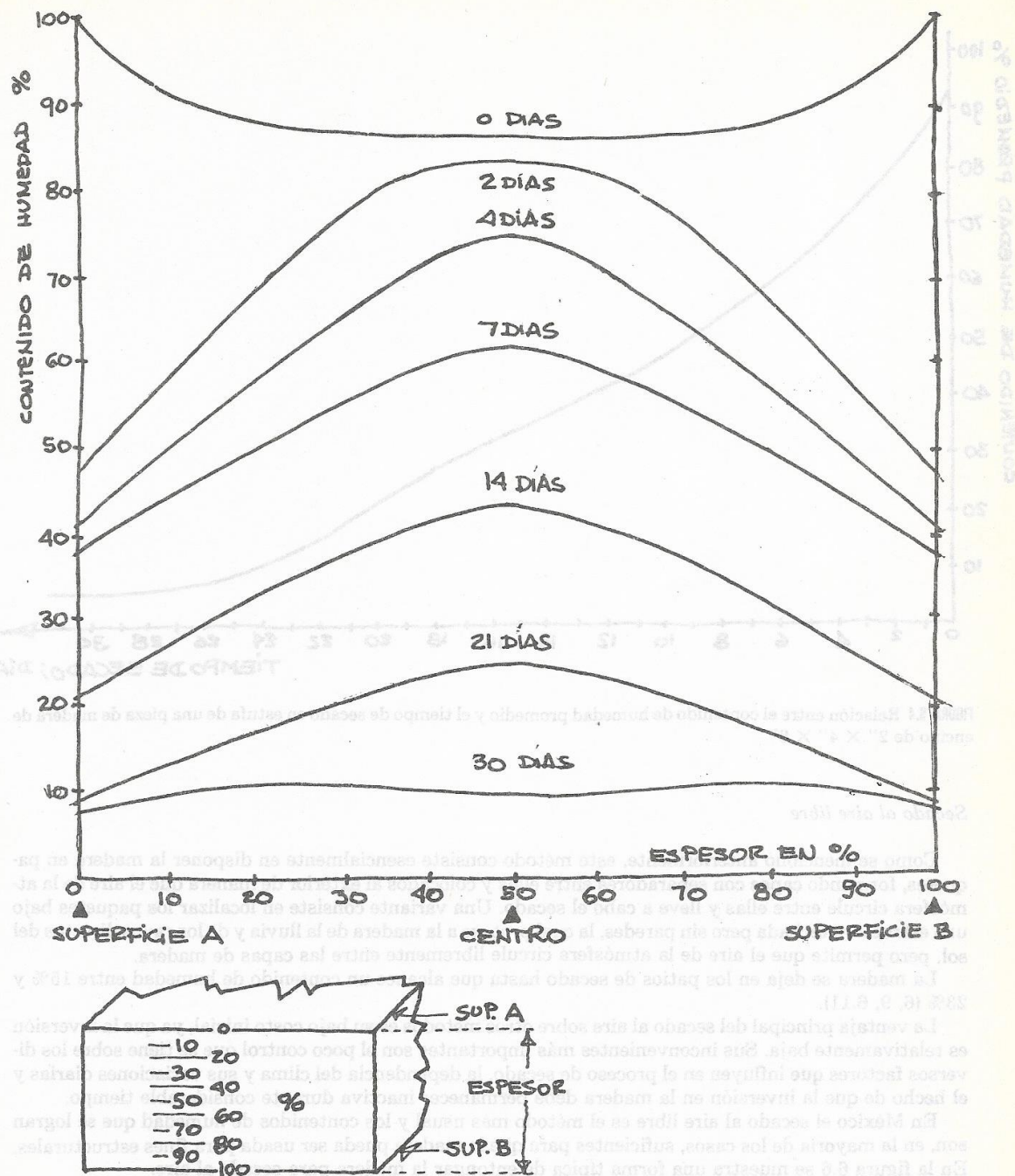


FIGURA 6.3 Relación entre el contenido de humedad y el espesor de una pieza de madera de encino de 2'' x 4'' x 8' seca en estufa durante 30 días

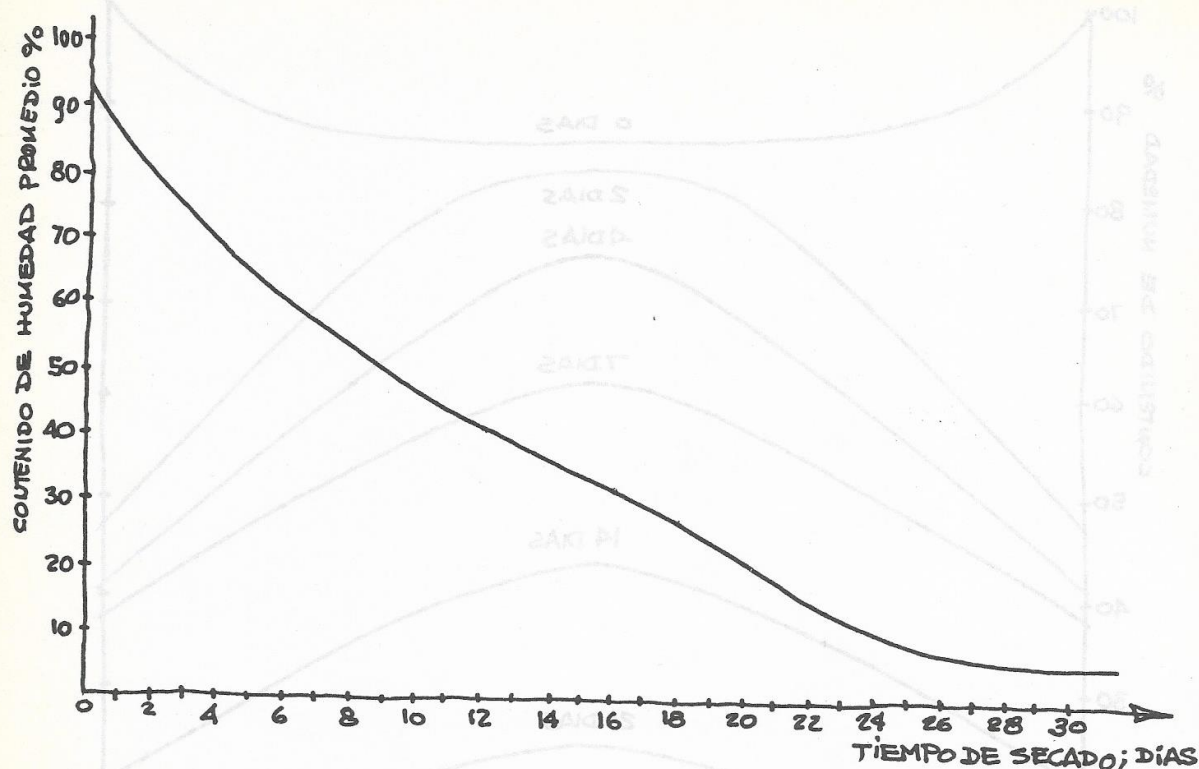


FIGURA 6.4 Relación entre el contenido de humedad promedio y el tiempo de secado en estufa de una pieza de madera de encino de 2'' x 4'' x 8'

Secado al aire libre

Como se mencionó anteriormente, este método consiste esencialmente en disponer la madera en paquetes, formando capas con separadores entre ellas y colocados al exterior de manera que el aire de la atmósfera circule entre ellas y lleve a cabo el secado. Una variante consiste en localizar los paquetes bajo una estructura techada pero sin paredes, la cual protege a la madera de la lluvia y de los rayos directos del sol, pero permite que el aire de la atmósfera circule libremente entre las capas de madera.

La madera se deja en los patios de secado hasta que alcance un contenido de humedad entre 15% y 23% (6, 9, 6.11).

La ventaja principal del secado al aire sobre otros métodos es su bajo costo inicial, ya que la inversión es relativamente baja. Sus inconvenientes más importantes son el poco control que se tiene sobre los diversos factores que influyen en el proceso de secado, la dependencia del clima y sus variaciones diarias y el hecho de que la inversión en la madera debe permanecer inactiva durante considerable tiempo.

En México el secado al aire libre es el método más usual y los contenidos de humedad que se logran son, en la mayoría de los casos, suficientes para que la madera pueda ser usada para fines estructurales. En la figura 6.6 se muestra una forma típica de entongar la madera para secado al aire.

Secado en estufa

Como se indicó anteriormente, este método consiste básicamente en colocar la madera en capas entre separadores apropiados, dentro de un cuarto en el que se puede controlar el calor, la humedad relativa y la

Secado de la madera

111

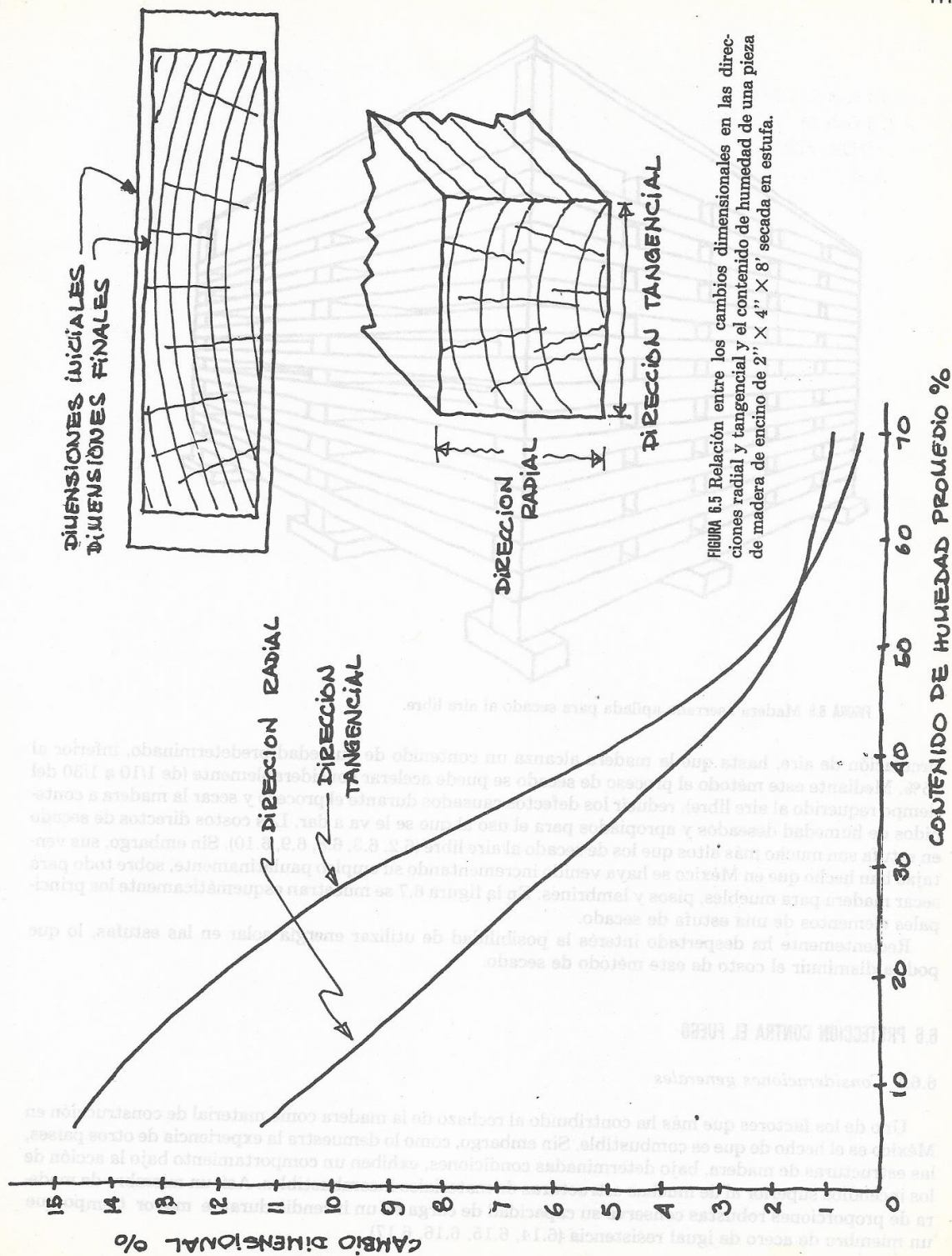


FIGURA 6.5 Relación entre los cambios dimensionales en las direcciones radial y tangencial y el contenido de humedad de una pieza de madera de encino de 2" x 4" x 8' secada en estufa.

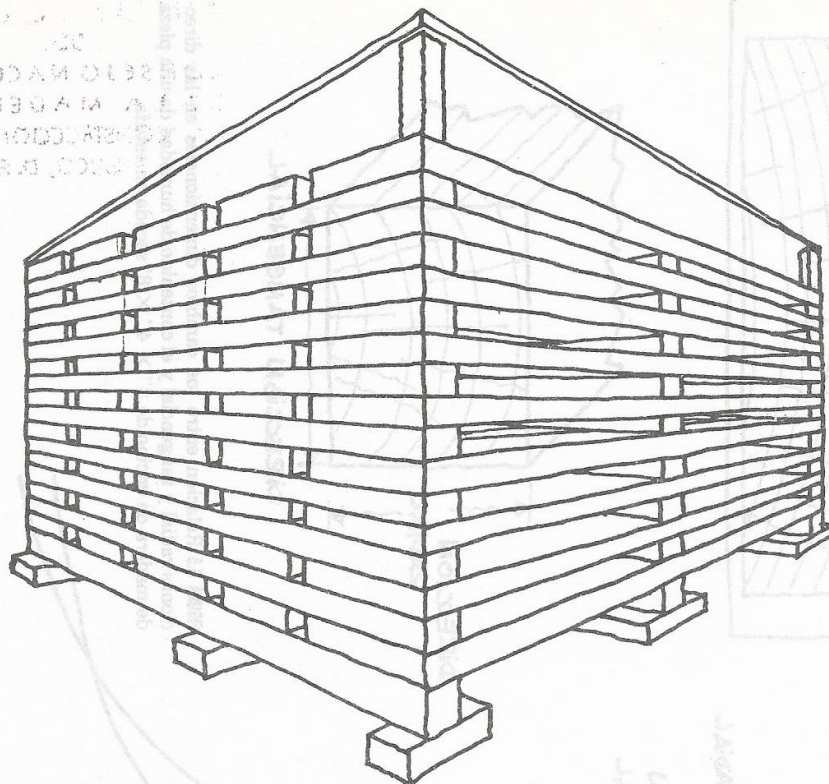


FIGURA 6.6 Madera aserrada apilada para secado al aire libre.

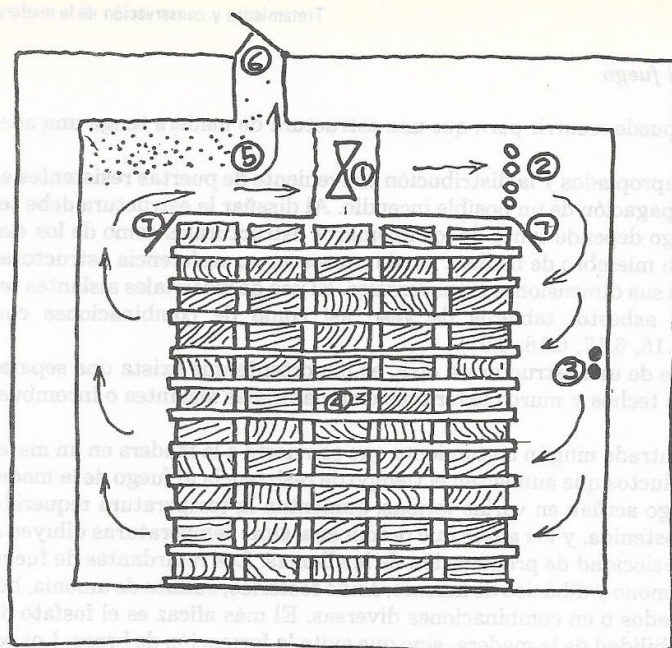
circulación de aire, hasta que la madera alcanza un contenido de humedad predeterminado, inferior al 15%. Mediante este método el proceso de secado se puede acelerar considerablemente (de 1/10 a 1/30 del tiempo requerido al aire libre), reducir los defectos causados durante el proceso y secar la madera a contenidos de humedad deseados y apropiados para el uso al que se le va a dar. Los costos directos de secado en estufa son mucho más altos que los de secado al aire libre (6.2, 6.3, 6.8, 6.9, 6.10). Sin embargo, sus ventajas han hecho que en México se haya venido incrementando su empleo paulatinamente, sobre todo para secar madera para muebles, pisos y lambrines. En la figura 6.7 se muestran esquemáticamente los principales elementos de una estufa de secado.

Recientemente ha despertado interés la posibilidad de utilizar energía solar en las estufas, lo que podría disminuir el costo de este método de secado.

6.6 PROTECCION CONTRA EL FUEGO

6.6.1 Consideraciones generales

Uno de los factores que más ha contribuido al rechazo de la madera como material de construcción en México es el hecho de que es combustible. Sin embargo, como lo demuestra la experiencia de otros países, las estructuras de madera, bajo determinadas condiciones, exhiben un comportamiento bajo la acción de los incendios superior al de muchas estructuras de materiales incombustibles. Así, un miembro de madera de proporciones robustas conserva su capacidad de carga en un incendio durante mayor tiempo que un miembro de acero de igual resistencia (6.14, 6.15, 6.16, 6.17).



PROPIEDAD DEL CONSEJO NACIONAL DE LA MADERA EN LA CONSTRUCCION, A. C. MEXICO, D. F.

- ① VENTILADOR
- ② CALENTADOR
- ③ TERMOMETROS
- ④ MADERA ASERRADA
- ⑤ VAPOR DE AGUA
- ⑥ VENTILA
- ⑦ DEFLECTORES

FIGURA 6.7 Principales elementos de una estufa de secado

Por otra parte, al comparar el riesgo de incendio de estructuras de diversos materiales debe tomarse en cuenta que el riesgo depende no sólo de las características de éstos sino también de los acabados y del contenido del edificio (6.16, 6.17).

6.6.2 Mecanismos de combustión en madera

La madera sometida a altas temperaturas sufre una descomposición o pirólisis, produciéndose alquitranes y gases que al mezclarse con aire pueden inflamarse. La temperatura a la que se inicia la combustión es de 330 a 600°C, dependiendo de que el calor sea convectivo (transmitido por aire) o conductivo (transmitido por otros cuerpos). En presencia de llamas, la ignición depende de la temperatura y del tiempo de exposición a ella (6.14, 6.18).

En la resistencia de la madera al fuego, es muy importante la relación entre forma y dimensiones de la pieza. Una astilla prende fácilmente: el fuego se propaga con rapidez y se consume en segundos o minutos. Una pieza grande, con mucho volumen en comparación con su área (por ejemplo, un poste de 25 cm X 25 cm X 400 cm) se prende con mayor dificultad que una astilla, la propagación de la llama se reduce considerablemente y se consume muy lentamente. En la superficie se forma una capa de carbón que actúa como aislante. Además, a causa de la baja conductividad térmica de la madera, el interior de la pieza se conserva a temperaturas bajas, aunque el exterior esté ardiendo, por lo que la pieza conserva por mucho tiempo gran parte de su resistencia mecánica. La velocidad de penetración para madera de pino es del orden de cuatro centímetros por hora (6.15, 6.16, 6.18, 6.19, 6.22).

Durante la combustión parcial de la madera, ya sea en forma de brasa o con la formación de llama, se producen gases y humos tóxicos, especialmente en el primer caso. Sin embargo éstos no son tan peligrosos como los producidos por otros materiales, plásticos, fibras sintéticas, etc; de uso común y extendido en muchas construcciones (6.15, 6.18, 6.19).

6.6.3 Protección de la madera contra el fuego

Son varias las medidas a las que se puede recurrir para que una estructura de madera tenga una adecuada resistencia al fuego.

Por medio de detalles estructurales apropiados y la distribución conveniente de puertas resistentes al paso del fuego, se puede retrasar la propagación de un posible incendio. Al diseñar la estructura debe tenerse presente que la resistencia al fuego depende tanto de los miembros estructurales como de los elementos de unión y que el tiempo que un miembro de madera puede conservar su resistencia estructural frente al fuego depende en gran parte de sus dimensiones transversales. El uso de materiales aislantes tales como fibras minerales, capas de asbesto, tableros de yeso así como de combinaciones con mampostería es de gran ayuda (6.14, 6.15, 6.17, 6.18, 6.21).

Para evitar que el fuego se propague de una estructura a otra, es importante que exista una separación entre edificios. Es útil proteger los techos y muros exteriores con materiales aislantes o incombustibles.

Aunque hasta la fecha no se ha encontrado ningún tratamiento que convierta a la madera en un material incombustible existen diversos productos que aumentan el tiempo de resistencia al fuego de la madera. Estos productos retardantes de fuego actúan en varias formas: aumentan la temperatura requerida para ignición, impiden la combustión sostenida, y los gases que producen a altas temperaturas diluyen a los gases inflamables y disminuyen la velocidad de propagación de las llamas. Los retardantes de fuego más efectivos son soluciones de fosfato mono y dibásico de amonio, ácido fosfórico, sulfato de amonio, bórax, ácido bórico y cloruro de zinc, aislados o en combinaciones diversas. El más eficaz es el fosfato de amonio ya que no sólo reduce la inflamabilidad de la madera, sino que evita la formación de brasa. Los retardantes de fuego, por lo general hidrosolubles, se aplican a presión o como si se tratara de pinturas. Estos tratamientos son esencialmente útiles para piezas de dimensiones transversales pequeñas (6.14, 6.15, 6.18, 6.20).

Por último, pueden instalarse diversos equipos de protección contra incendios, desde extinguidores e hidrantes convenientemente colocados hasta sistemas de detección combinados con rociadores automáticos.

De las consideraciones anteriores se aprecia que el diseño de una estructura de madera para que tenga una adecuada resistencia a los incendios requiere la consideración de toda una serie de factores técnicos. De gran utilidad al respecto son los manuales del Canadian Wood Council (6.12) y de la National Fire Association de los Estados Unidos (6.13).

REFERENCIAS

- 6.1 "The moisture content of timber in use", Technical Note No. 46, *Department of the Environment, Building Research Establishment, Princess Risborough Laboratory*, Princess Risborough, U. K., 1970.
- 6.2 G. Barmhall y R. W. Wellwood, "Kiln Drying of Western Canadian Lumber", Information Report VP-X-159, *Department of Fisheries and the Environment*, Vancouver, 1976.
- 6.3 G. Bramhall, J. F. G. Mackay y M. Salomon, "Kiln drying of timber, fifteen questions and answer", *Western Forest Products Laboratory*, Vancouver, 1978.
- 6.4 W. H. Brown, "An Introduction to the Seasoning of Timber", Pergamon Series of Monographs of Furniture and Timber, Vol. 1, *Pergamon Press*, Oxford, 1965.
- 6.5 R. Echenique-Manrique, "Drying study of red oak treated with polyethylene glycol and untreated", unpublished report, 1962.
- 6.6 R. Echenique-Manrique, "Características de la Madera y su Uso en la Construcción", *Cámara Nacional de la Industria de la Construcción*, México, D.F., 1971.
- 6.7 A. C. Hart, "The drying of wood", Extension Circular 471, *The North Carolina Agricultural Extension Service*, Raleigh, North Carolina, 1966.
- 6.8 J.M. Mc Mullen y E.M. Wengart, "Drying Eastern Hardwood Lumber", Agriculture Handbook No. 528, *U.S. Government Printing Office*, Washington, 1978.
- 6.9 G. H. Pratt, "Timber Drying Manual", Building Research Establishment Report, HMSO, Londres, 1974.
- 6.10 E. F. Rasmussen, "Dry Kiln Operator's Manual", Agriculture Handbook No. 188, *U. S. Government Printing Office*, Washington 1961.

- 6.11 R.C. Rietz y R.H. Page, "Air Drying of Lumber: A Guide to Industry Practices", Agriculture Handbook No. 402, U.S. Government Printing Office, Washington, 1971.
- 6.12 "Fire Proof Design", Canadian Wood Council, Ottawa, 1978.
- 6.13 National Fire Protection Association, "Manual de Protección contra Incendios", Editorial MAPFRE, Madrid, 1978.
- 6.14 "Fire and structural use of timber in buildings", Proceedings of the Symposium held at Fire Research Station, Boreham Woods, Herts., octubre 1967, HMO, Londres, 1970.
- 6.15 "Le comportement du bois au feu; quand et comment le protéger contre l'incendie", Cahier No 74, Centre Technique du Bois, Paris, 1967.
- 6.16 J. Bryan y J.S. Doman, "Fire resistance. The comparative resistance to fire of various species of timber", Wood, enero 1940.
- 6.17 L. A. Ashton, "Fire and timber in modern building design", Sfb(R), TRADA, High Wycombe, Buckinghamshire, Inglaterra, 1977.
- 6.18 G. S. Hall. R. G. Saunders, R. T. Allcorn, P. E. Jackman; M.N. Hickey y R. Fitt, "Fire Performance of Timber. A Literature Survey", TRADA, High Wycombe, Buckinghamshire, Inglaterra, 1972.
- 6.19 "Timber and wood-based materials in fire", Wood Information C1/SfB/Yi(K), TRADA, High Wycombe, Buckinghamshire, Inglaterra, 1976.
- 6.20 "Flame retardant treatments for timber", Wood Information C1/SfB/yl 4, TRADA, High Wycombe, Buckinghamshire, Inglaterra, 1978.
- 6.21 P. R. Herman, "Timber fire doors", Timber Review C1/SfB/(32)i(R1), TRADA, High Wycombe, Buckinghamshire, Inglaterra, 1973.
- 6.22 G. S. Hall, "Fire resistance of timber elements", Timber Review C2/SfB/Yi/(R6), TRADA, High Wycombe, Buckinghamshire, Inglaterra, 1973.
- 6.23 M. P. Levi, "The fungal degradation of wood", Journal of the Institute of Wood Science, 12:56-66, 1964.
- 6.24 R. D. Graham y D. J. Miller, "Preservation of wood for home and farm", Report P-7, Oregon State University, Forest Research Laboratory, Corvallis, 1966.
- 6.25 G. Becker, "Status of biology and control of marine borers", Fifth World Forestry Congress, septiembre 1960, Seattle, 1962.
- 6.26 J. G. Wilkinson, "Industrial Timber Preservation", The Renfokil Library, Associated Business Press, Londres, 1979.
- 6.27 W. Ebeling "Termites: identification, biology and control of termites attacking buildings", Manual 38, California Experimental Station, Extension Service, Berkely, 1958.
- 6.28 K. St. G. Cartwright y W.P. Kindley, "Decay of Timber and its Prevention". HMSO, Londres, 1958.
- 6.29 A. F. Verral y T. L. Amburgey, "Prevention and control of decay in homes", USDA, Forest Service and Dept. of HUD, Washington, 1977.
- 6.30 G. M. Hunt y G. A. Garratt, "Wood Preservation", 3a, edición, McGraw Hill, Nueva York, 1967.
- 6.31 A. F. Verral, "Preserving wood by brush, dip and short soak methods", USDA Tech Bull. No. 1334, U. S. Department of Agriculture, Washington, 1965.
- 6.32 J. D. MacLean, "Preservative treatment of wood by pressure methods", USDA Agriculture Handbook No. 40, U.S. Department of Agriculture, Washington, 1960.
- 6.33 "Subterranean termites, their prevention and control in buildings", Home Garden Bull. 64 rev., U. S. Department of Agriculture, Washington, 1972.
- 6.34 T.E. Snyder, "Control of non-subterranean termites, Farmers' Bull 2018 rev., U.S. Department of Agriculture, Washington, 1966.
- 6.35 T. C. Scheffer y A. F. Verral, "Principles of protecting wood buildings from decay", USDA Forest Service, Res. Pap FPL-19, Forest Products Laboratory, Madison, 1973.
- 6.36 V. Pérez Morales. G. Heras S. y R. Echenique-Manrique, "Riesgo a la pudrición de la madera en diferentes climas de México", en la serie "La madera y su uso en la construcción, No. 1", INIREB, Jalapa, 1977.
- 6.37 J. Erdoriza y R. Echenique-Manrique, "Preservación de madera de pino con sales de boro, en la serie "La madera y uso en la construcción, No. 4". INIREB, Jalapa, 1980.
- 6.38 M. A. Kalnins, "Surface characteristics of wood as they affect durability of finishes, Part II, Photochemical degradation of wood", USDA Forest Service, Res Pap., FPL 57, Forest Products Laboratory, Madison, 1966.
- 6.39 V. P. Miniutti, "Microscale changes in cell structure at softwood surfaces during weathering", Forest Products Journal, 15 (12), 1964.
- 6.40 E. Panek, "Study of paintability and cleanlines of wood pressure-treated with water repellent preservative", Proceedings American Wood Preserv. Assoc. 64, 1968.
- 6.41 B. A. Richardson, "Wood Preservation", The Construction Press, Lancaster, Inglaterra, 1978.
- 6.42 B5 5268: 1978, "Code of Practice for the structural use of timber, Part 4, Fire resistance of timber structures", British Standards Institution, Londres, 1978.

- 8.11 H.C. Hines y R.H. Page, "Air Drying of Lumber: A Guide to Industry Practices", Agriculture Handbook No. 402, U.S. Government Printing Office, Washington, 1971.
- 8.12 "The Prool Design", Canadian Wood Council, Ottawa, 1978.
- 8.13 National Fire Protection Association, "Manual de Protección contra Incendios", Technical Paper No. 1400, 1978.
- 8.14 "Fire and structural use of timber in buildings", Proceedings of the Symposium on Fire and Structural Use of Timber, London, 1970.
- 8.15 "Le comportement du bois au feu: quand et comment le protéger contre l'incendie", Techniques de l'habitat, Paris, 1967.
- 8.16 J. Bryan y J.S. Dorman, "Fire resistance: The comparative resistance to fire of various species of timber", Wood, enero 1970.
- 8.17 L.A. Ashton, "Fire and timber in modern building design", SIBRA, TRADA, High Wycombe, Bucks, Inglaterra, Inglaterra, 1977.
- 8.18 G.S. Hall, R.G. Saunders, R.T. Allcorn, P.E. Jackson, M.M. Hickey y R. Pitt, "Fire Performance of Timber", A Literature Survey, TRADA, High Wycombe, Buckinghamshire, Inglaterra, 1972.
- 8.19 "Timber and wood-based materials in fire", Wood Information Circular C185, TRADA, High Wycombe, Bucks, Inglaterra, Inglaterra, 1976.
- 8.20 "Flame retardant treatments for timber", Wood Information Circular C186, TRADA, High Wycombe, Bucks, Inglaterra, Inglaterra, 1978.
- 8.21 H.K. Heiman, "Timber fire doors", Timber Review Circular C187, TRADA, High Wycombe, Bucks, Inglaterra, Inglaterra, 1973.
- 8.22 G.S. Hall, "Fire resistance of timber elements", Timber Review Circular C188, TRADA, High Wycombe, Bucks, Inglaterra, Inglaterra, 1973.
- 8.23 M.N. Levy, "The fungal degradation of wood", Journal of the Institute of Wood Science, 12:55-58, 1964.
- 8.24 E.G. Graham y D.J. Miller, "Preservation of wood for homes and farms", Report P-1, Oregon State University, Corvallis, 1966.
- 8.25 G. Becker, "Status of biology and control of marine borers", FAO World Forestry Congress, septiembre 1966, Seattle, 1967.
- 8.26 L.G. Wilkinson, "Industrial Timber Preservation", The Ratford Library, Associated Business Press, London, 1978.
- 8.27 W. Ebeling, "Timber identification, biology and control of termites attacking buildings", Manual No. 15, Joint Experimental Station, Extension Service, Beakley, 1968.
- 8.28 K.S.G. Corns y W.R. Kinsler, "Termites in timber and its prevention", HMSO, London, 1968.
- 8.29 A.F. Verral y T.L. Amburgey, "Prevention and control of decay in homes", USDA Forest Service and Dept. of Health, Washington, 1977.
- 8.30 G.M. Hight y G.A. Gargyle, "Wood preservation", 2nd edition, McGraw Hill, Nueva York, 1967.
- 8.31 A.F. Verral, "Preserving wood by burial, dip and short-term methods", USDA Tech Bull. No. 1334, U.S. Department of Agriculture, Washington, 1966.
- 8.32 J.D. McClean, "Preservative treatment of wood by pressure methods", USDA Agriculture Handbook No. 401, U.S. Department of Agriculture, Washington, 1969.
- 8.33 "Subterranean termites: their prevention and control in buildings", Home Garden Bull. 84 rev., U.S. Department of Agriculture, Washington, 1972.
- 8.34 T.E. Snyder, "Control of non-subterranean termites", Foreman Bull. 3018 rev., U.S. Department of Agriculture, Washington, 1966.
- 8.35 J.G. Schlegel y A.F. Verral, "Principles of protecting wood buildings from decay", USDA Forest Service, Res. Pap. FPL-19, Forest Products Laboratory, Madison, 1973.
- 8.36 V. Pérez Morales, G. Heras y R. Echénique-Mandujano, "Riesgo a la población de la madera en diferentes climas de México", en la serie "La madera y su uso en la construcción", No. 1, INIREF, Jalapa, 1977.
- 8.37 J. Echénique y R. Echénique-Mandujano, "Preservación de madera de pino con sales de boro, en la serie 'La madera y su uso en la construcción', No. 4, INIREF, Jalapa, 1980.
- 8.38 M.A. Kailash, "Surface characteristics of wood as they affect durability of finishes", Part II, Photomicrographs of wood, USDA Forest Service, Res. Pap. FPL-57, Forest Products Laboratory, Madison, 1966.
- 8.39 V.F. Minutillo, "Microscopic changes in cell structure at softwood surfaces during weathering", Forest Products Journal, 15 (12), 1964.
- 8.40 E. Farnik, "Study of paintability and durability of wood pressure-treated with water repellent preservative", Proceedings American Wood Preserv. Assoc. 64, 1968.
- 8.41 B.A. Richardson, "Wood Preservation", The Construction Press, Lancaster, Inglaterra, 1978.
- 8.42 BS 5268: 1978, "Code of Practice for the structural use of timber. Part 1. Fire resistance of timber structures", British Standards Institution, London, 1978.

**PROPIEDAD
DEL
CONSEJO NACIONAL
DE LA MADERA EN
LA CONSTRUCCION, A.C.
MEXICO, D.F.**

7. Elementos de unión

Tipo de conexión	Condición de carga	
	Carga permanente	Carga variable
Pernos con tornillos	50	100
Pernos con V.D.	50	100

7.1 INTRODUCCION

Se describen en este capítulo los principales elementos de unión empleados tanto para formar los distintos tipos de miembros compuestos como para efectuar las conexiones entre miembros de madera y entre éstos y elementos estructurales de otros materiales.

El dimensionamiento de las uniones es uno de los aspectos más difíciles del diseño de estructuras de madera. Como en las estructuras de otros materiales, es importante reconocer que el comportamiento del conjunto estructural no será adecuado si las uniones no tienen la resistencia necesaria para que los elementos estructurales que unen puedan desarrollar la capacidad requerida de ellos. El comportamiento de las uniones o conexiones de madera depende no sólo de las características de la madera sino también de la orientación de la carga con respecto al elemento de unión y de éste con respecto a las fibras de madera. Es tan complejo que es difícil establecer métodos de análisis racionales. Por lo tanto, el dimensionamiento suele basarse esencialmente en tablas de capacidades y fórmulas que han sido establecidas empíricamente.

Los elementos de unión más comúnmente utilizados son los clavos y las grapas, los pernos, los tornillos, las pijas, las placas de metal o triplay y los pegamentos o colas de diversos tipos. Además existen conectores, generalmente patentados, tales como los de anillo abierto, los de placa de cortante y los de rejillas, así como accesorios de unión diversos. Los conectores patentados, de uso común en Europa y Los Estados Unidos, son todavía poco utilizados en México. En los incisos siguientes se describen las características, el comportamiento y el uso de algunos de estos elementos de unión. Se ha puesto énfasis en los más comunes: los clavos, los tornillos y pijas, y los pernos. Las recomendaciones sobre dimensionamiento se basan en las Normas Técnicas Complementarias (NTC) para estructuras de madera del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (7.1).

Para mayor información sobre elementos de unión puede consultarse la sección 29.5 de la referencia 7.2, el capítulo 6 de la referencia 7.3, el capítulo 5 de la referencia 7.5, el capítulo 16 de la referencia 7.6 y los capítulos 11 a 14 de la referencia 7.16 y los capítulos 11 a 13 de la referencia 7.29. Puede encontrarse información adicional y ayudas de diseño en manuales y reglamentos como las referencias 7.6 a 7.13.

El dimensionamiento de diversos tipos de uniones se trata en el Capítulo 12.

7.2 ASPECTOS GENERALES DEL COMPORTAMIENTO DE ELEMENTOS DE UNION

En el comportamiento de los elementos de unión para estructura de madera influyen la especie, el peso específico, el contenido de humedad y la duración de las cargas transmitidas a través de la unión. Los reglamentos y manuales suelen dar reglas para estimar las capacidades de los diversos elementos de unión que tienen en cuenta estos factores. Dada la escasa información sobre uniones en especies mexicanas las NTC, cuyas recomendaciones se resumen a continuación, no consideran de manera explícita la influencia de la especie. Las reglas propuestas son conservadoras y aplicables a cualquier especie.

Para clavos, tornillos o pijas y pernos son aplicables las siguientes recomendaciones, comunes a los tres tipos de elementos de unión.

Las capacidades de estos elementos de unión se dan en función del peso específico γ , de la madera determinado a partir de su peso anhidro y su volumen a un contenido de humedad mayor del 30%. Si no se conoce γ se permite utilizar $\gamma = 0.40$, que es una estimación conservadora. Las capacidades dadas por la NTC se refieren a condición de carga permanente. Para duraciones cortas de carga se pueden dar los incrementos indicados en la tabla 7.1

TABLA 7.1 Incrementos a las capacidades de carga permisibles (en porcentaje)

Condicción de carga Tipo de conector	Carga permanente más carga viva	Carga permanente más carga viva más viento o sismo	Carga permanente más carga viva más impacto
Pernos con $t/D \geq 6$, clavos y tornillos	8	25	50
Pernos con $t/D < 6$	15	50	100

t = espesor del elemento principal unido

D = diámetro del elemento de unión

En lo que se refiere a contenido de humedad, cuando no se indica otra cosa, se establece que los valores permisibles dados son aplicables a maderas con un contenido de humedad superior a 18% o a uniones que quedarán expuestas a la intemperie. Para uniones hechas con madera con un contenido de humedad menos que el 18% y que permanecerán durante servicio con el mismo contenido de humedad aproximadamente, las cargas admisibles podrán incrementarse en un 40%.

Las fórmulas de capacidades son aplicables solamente si se respetan las recomendaciones sobre separaciones de los elementos de unión y su distancia a los bordes de las piezas unidas. Puede considerarse que la capacidad de un conjunto de elementos de unión es igual a la suma de las capacidades de los elementos considerados individualmente.

7.3 CLAVOS Y GRAPAS

7.3.1 Consideraciones generales

El clavo es el elemento de unión más usual en el tipo de construcción ligera propio para viviendas, en el que el grosor de las piezas por unir no suele exceder de unos cinco centímetros.

Existe una gran variedad de clavos que se distinguen por el tipo de cabeza y de punta, la relación entre la longitud y el diámetro, el material utilizado en su fabricación y la naturaleza del acabado superficial (7.12, 7.17, 7.18, 7.19, 7.30). En la figura 7.1 se muestran algunas variantes. Para mejorar la adherencia con la madera y, por lo tanto, la resistencia a la extracción, se recurre a diversos tratamientos de la superficie. Estos tratamientos pueden consistir en recubrir el clavo con algún material especial o en formar estrías anulares o helicoidales. En el caso de clavos con estrías helicoidales a modo de rosca el clavo va girando al ir penetrando en la madera. Los clavos con estrías son especialmente útiles cuando es necesario hacer ensambles cuando la madera está verde, ya que conservan considerable resistencia a la extracción aun después de la contracción que sufre la madera al secarse. Para obras expuestas a la intemperie conviene disponer de clavos galvanizados o de materiales resistentes a la oxidación, como el bronce, el cobre y el aluminio.

El clavado de maderas duras, como son muchas de las maderas tropicales de nuestras selvas, presenta problemas particulares. Una técnica consiste en hacer el clavado cuando la madera está verde. En tal caso es aconsejable el empleo de clavos estriados como los que acaban de mencionarse. Si el clavado se hace cuando la madera está seca conviene utilizar clavos delgados de acero de alta resistencia hincados con martillos pesados en agujeros taladrados previamente.

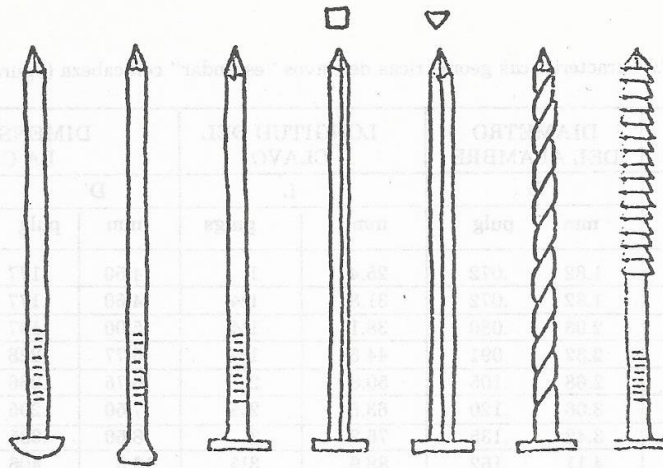


FIGURA 7.1 Tipos de clavos

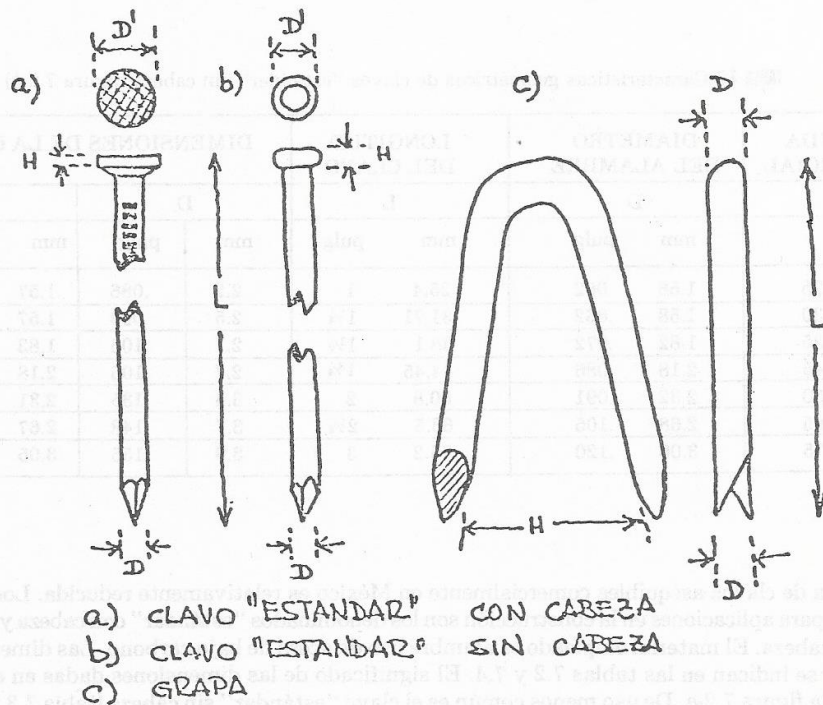


FIGURA 7.2 Dimensiones básicas de clavos y grapas

TABLA 7.2 Características geométricas de clavos "estándar" con cabeza (figura 7.2-a)

MEDIDA COMERCIAL	DIAMETRO DEL ALAMBRE		LONGITUD DEL CLAVO		DIMENSIONES DE LA CABEZA		
	D		L		D'		H
	mm	pulg	mm	pulg	mm	pulg	mm
11-25	1.82	.072	25.4	1	4.50	.177	.914
11-30	1.82	.072	31.8	1¼	4.50	.177	.914
12-35	2.03	.080	38.1	1½	5.00	.197	1.02
14-45	2.32	.091	44.5	1¾	5.77	.228	1.16
15-50	2.68	.105	50.8	2	6.75	.266	1.33
16-65	3.06	.120	63.5	2½	7.50	.295	1.52
17-75	3.42	.135	76.2	3	8.50	.335	1.71
19-90	4.11	.162	88.9	3½	10.3	.406	2.06
20-100	4.49	.177	102	4	11.3	.445	2.25
21-115	4.49	.177	114	4½	11.3	.445	2.25
22-125	4.87	.192	127	5	12.3	.484	2.44
22-140	4.87	.192	140	5½	12.3	.484	2.44
23-150	5.25	.207	152	6	13.0	.512	2.63

TABLA 7.3 Características geométricas de clavos "estándar" sin cabeza (figura 7.2 b)

MEDIDA COMERCIAL	DIAMETRO DEL ALAMBRE		LONGITUD DEL CLAVO		DIMENSIONES DE LA CABEZA			
	D		L		D		H	
	mm	pulg	mm	pulg	mm	pulg	mm	pulg
11×25	1.58	.062	25.4	1	2.2	.086	1.57	1/16
11×30	1.58	.062	31.71	1¼	2.5	.099	1.57	1/16
12×35	1.82	.072	38.1	1½	2.7	.105	1.83	9/128
14×45	2.18	.086	44.45	1¾	2.7	.105	2.18	11/128
15×50	2.32	.091	50.8	2	3.4	.135	2.31	3/32
16×65	2.68	.105	63.5	2½	3.7	.148	2.67	13/128
17×75	3.06	.120	76.2	3	3.9	.155	3.05	15/128

La gama de clavos asequibles comercialmente en México es relativamente reducida. Los utilizados comúnmente para aplicaciones en la construcción son los denominados "estándar" con cabeza y el tipo "americano" con cabeza. El material empleado es alambre liso de acero de bajo carbono. Las dimensiones en que se fabrican se indican en las tablas 7.2 y 7.4. El significado de las dimensiones dadas en estas tablas se aprecia en la figura 7.2-a. De uso menos común es el clavo "estándar" sin cabeza (tabla 7.3 y figura 7.2-b), útil en situaciones en que estorbe la cabeza. Las características de los clavos de alambre de acero están reglamentadas en México en la NOM B47-1960 (7.21).

Las grapas se utilizan en forma semejante a los clavos. Aunque en México se usan poco en aplicaciones estructurales, en otros países se aprovechan en estructuras ligeras y para unir elementos de triplay. En la figura 7.2-c y en la tabla 7.5 se muestran las características de grapas típicas.

TABLA 7.4 Características geométricas de clavos tipo "americano" con cabeza (figura 7.2-a)

MEDIDA COMERCIAL	DIAMETRO DEL ALAMBRE		LONGITUD DEL CLAVO		DIMENSIONES DE LA CABEZA		
	D		L		D'		H
	mm	pulg	mm	pulg	mm	pulg	mm
12-25	1.82	.072	25.4	1	4.50	.177	.914
13-30	2.03	.080	31.8	1¼	5.00	.197	1.02
14-35	2.18	.086	38.1	1½	5.45	.215	1.10
16-45	2.68	.105	44.5	1¾	6.75	.266	1.33
17-50	3.06	.120	50.8	2	7.50	.295	1.52
18-65	3.42	.135	63.5	2½	8.50	.335	1.71
19-75	3.76	.148	76.2	3	9.25	.364	1.87
20-90	4.11	.162	88.9	3½	10.3	.406	2.06
22-100	4.87	.192	102	4	12.3	.484	2.44
23-115	5.25	.207	114	4½	13.0	.512	2.63
24-125	5.72	.225	127	5	14.3	.563	2.85
25-140	6.19	.244	140	5½	15.5	.610	3.10
25-175	6.19	.244	178	7	14.0	.551	2.67
26-150	6.66	.262	152	6	16.6	.654	3.32
26-200	6.66	.262	203	8	14.9	.588	2.70
27-175	7.18	.283	178	7	18.0	.709	3.59
28-200	7.95	.313	203	8	19.9	.783	3.96

TABLA 7.5 Características geométricas de grapas (figura 7.2-c)

MEDIDA COMERCIAL	DIAMETRO DEL ALAMBRE D		TIPO DE GRAPA	DIMENSIONES DE LA GRAPA	
	mm	pulg		mm	
				L	H
16×12	1.58	.062	GALVANIZADA	12.7	4.78
16×15	1.58	.062	GALVANIZADA	15.8	4.78
16×20	1.58	.062	GALVANIZADA	19.0	4.78
9×25	3.76	.148	GALVANIZADA	25.4	6.35
9×30	3.76	.148	GALVANIZADA	31.7	6.35
9×35	3.76	.148	GALVANIZADA	38.1	6.35
9×25	3.76	.148	NEGRA	25.4	6.35
9×30	3.76	.148	NEGRA	31.7	6.35
9×35	3.76	.148	NEGRA	38.1	6.35

7.3.2 Capacidades de los clavos para transmitir fuerzas

Los clavos pueden usarse de dos maneras; aprovechando su resistencia a fuerzas laterales o aprovechando su resistencia a la extracción. La primera modalidad es la más eficiente. En la figura 7.3 se muestran estos dos usos gráficamente.

Capacidad para transmitir fuerzas laterales

La capacidad de los clavos para resistir fuerzas laterales está regida por su resistencia a la flexión y la extracción o por fallas en la madera debidas a rajaduras o aplastamiento de las fibras. La deformación es

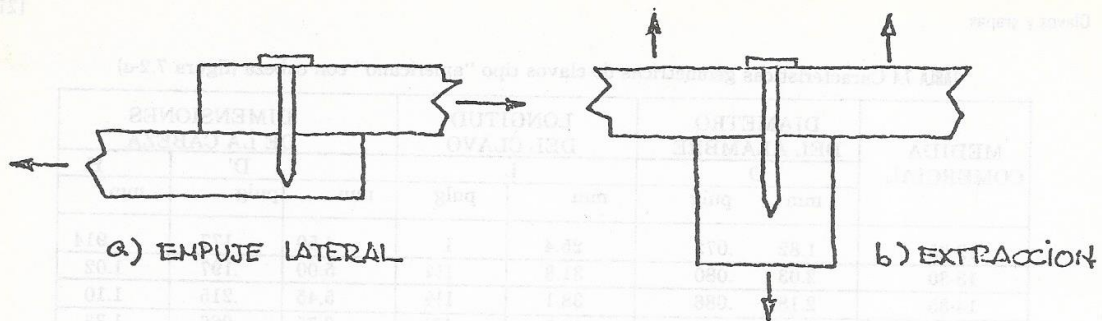


FIGURA 7.3 Formas en que los clavos transmiten fuerzas

lo que limita esencialmente la capacidad aprovechable en servicio de este tipo de juntas. Las fórmulas para capacidad de clavos bajo cargas laterales han sido establecidos de manera que la deformación bajo cargas de servicio no exceda de aproximadamente 0.4 mm. Las pruebas realizadas hasta la fecha (7.20) parecen indicar que la capacidad aprovechable de los clavos es independiente del ángulo de la fuerza respecto a las fibras, debido a que lo que rige es la deformación admisible.

Según las NTC la capacidad de carga permisible en kilogramos de una unión de dos miembros de madera como la mostrada en la figura 3-a, hecha con un clavo hincado perpendicularmente a las fibras, está dada por la siguiente expresión:

$$P_1 = 10\gamma D^{1.5} \quad (7.1)$$

donde γ es el peso específico de la madera, y D es el diámetro del clavo en milímetros. La fórmula 7.1 está basada en las investigaciones experimentales expuestas en la referencia 7.20. Para que la capacidad dada por la expresión anterior sea válida, la penetración de la punta del clavo en la pieza que la recibe, debe ser cuando menos 14 veces el diámetro del clavo, y el miembro en contacto con la cabeza deberá tener cuando menos un espesor de 10 veces el diámetro del clavo. Si la penetración de la punta o el espesor del miembro en contacto con la cabeza es menor que lo especificado, la capacidad de carga debe reducirse proporcionalmente. Según algunos reglamentos si la punta de los clavos sobresale por lo menos tres diámetros y se dobla la capacidad puede aumentarse en un 40% (figura 7.4).

Para clavos hincados en los extremos de miembros, paralelamente a las fibras, la carga lateral permisible debe reducirse al 60% de la correspondiente a clavos perpendiculares a las fibras (figura 7.5).

Cuando se unen tres o más piezas (uniones con dos o más planos de cortante) la capacidad de los clavos se determina multiplicando la capacidad de una unión sencilla por $0.9n$, en que n es el número de planos de cortante. Cada uno de los miembros debe tener un espesor no menor que las dos terceras partes del

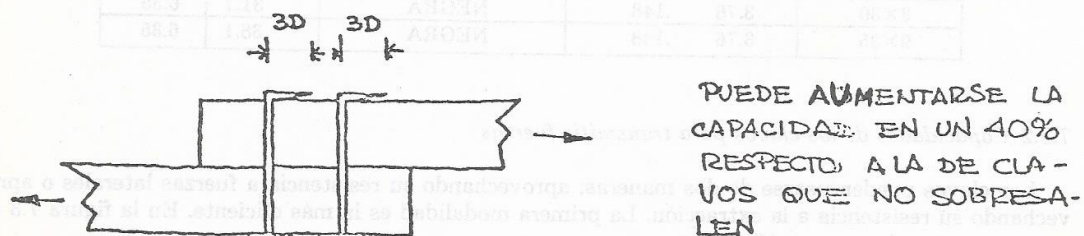


FIGURA 7.4 Unión simple con clavos con la punta doblada

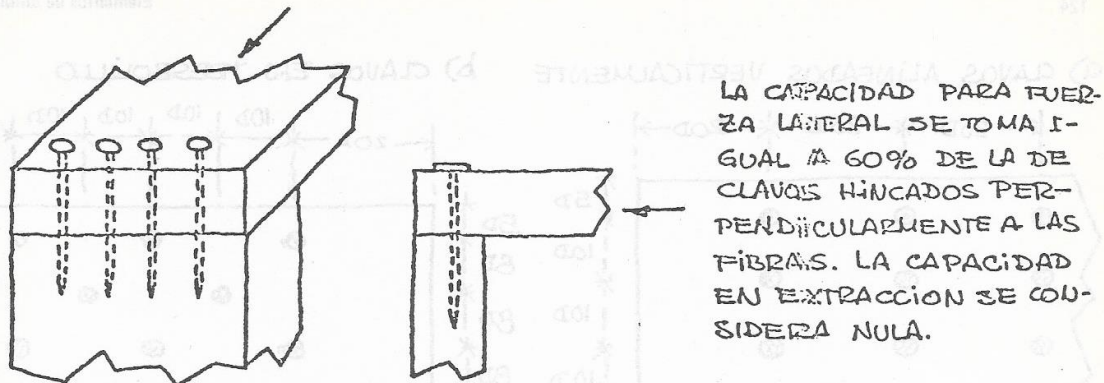


FIGURA 7.5 Capacidad de clavos hincados paralelamente a las fibras

correspondiente al miembro que recibe la punta en una unión sencilla, (figura 7.6-a). Según algunos reglamentos si la punta de los clavos, sobresale por lo menos tres diámetros y se dobla, la capacidad puede tomarse igual a la de uniones sencillas multiplicada por n (figura 7.6-b).

Para los espaciamientos entre clavos se recomiendan los siguientes valores mínimos, en donde D es el diámetro del clavo.

- 10 D entre hileras de clavos
- 5 D de los bordes
- 20 D de los extremos
- 20 D entre clavos a lo largo de las fibras

Los espaciamientos indicados se muestran en la figura (7.7-a). La separación mínima entre hileras de clavos paralelas a las fibras puede disminuirse a $8D$ si los clavos se colocan a tresbolillo (figura 7.7-b).

Capacidad a la extracción.

La resistencia a la extracción de los clavos (figura 7.3-b) depende de la dirección de la penetración del

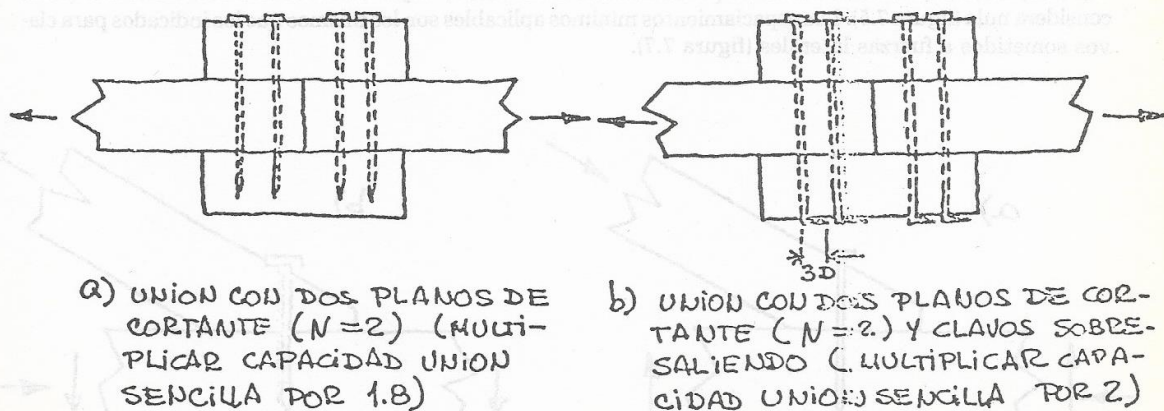


FIGURA 7.6 Uniones con dos planos de cortante

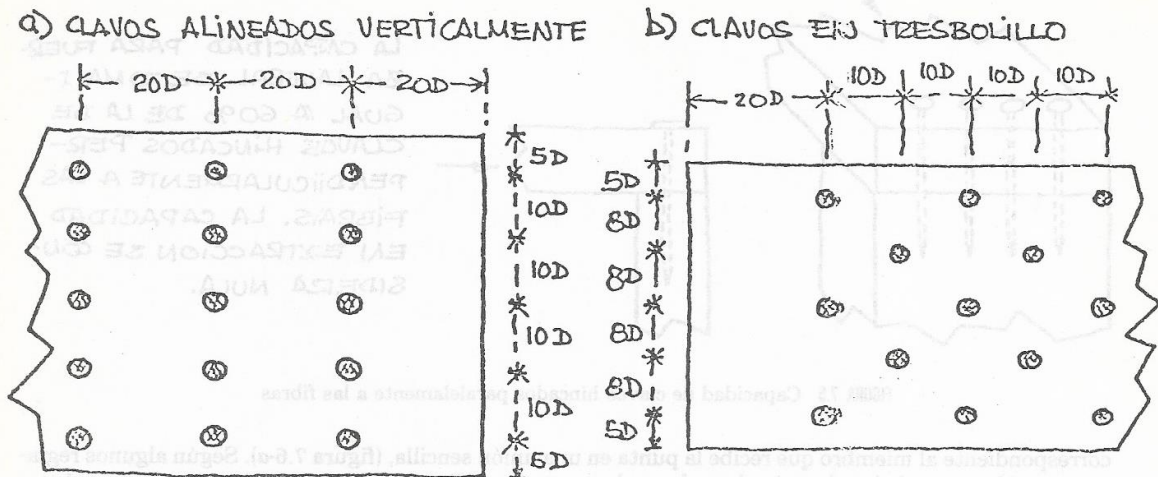


FIGURA 7.7. Espaciamientos mínimos de clavos.

clavo con relación a la dirección de las fibras, el tipo de punta, la profundidad de penetración, el diámetro, el acabado superficial y la especie, densidad y contenido de humedad de la madera.

En las NTC se propone la siguiente expresión para determinar la capacidad permisible en extracción en kilogramos por centímetro de penetración en la pieza que contenga la punta.

$$P_2 = 11 \gamma^{5/2} D \quad (7.2)$$

donde γ y D tienen el mismo significado que en la fórmula (7.1). Como se indicó anteriormente, la expresión de las NTC no considera la influencia de la especie. Está basada en los ensayos descritos en la referencia 7.22. Es aplicable a clavos estándar de superficie lisa que cumplan con la NOM-B47-1960 empleados en uniones hechas con madera, ya sea seca o en condición verde, que no será sometida a cambios de humedad. En otras condiciones las capacidades deberán reducirse en un 25%. Se prohíbe el empleo de clavos sometidos a extracción hincados paralelamente a las fibras, cuya resistencia en estas condiciones se considera nula (figura 7.5). Los espaciamientos mínimos aplicables son los mismos que los indicados para clavos sometidos a fuerzas laterales (figura 7.7).

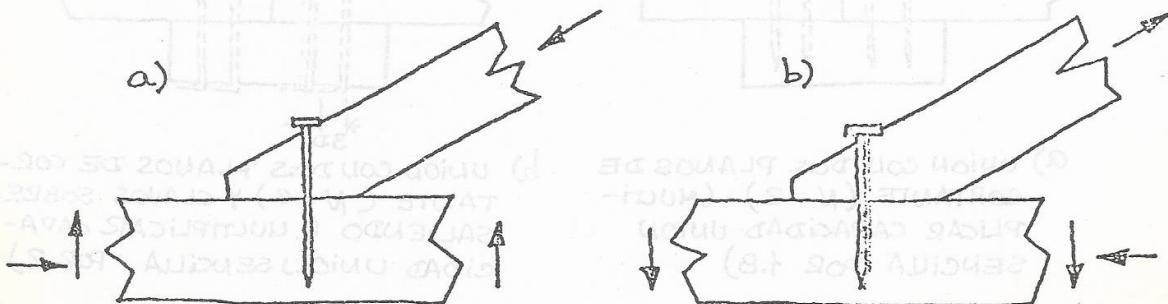


FIGURA 7.8. Uniones en ángulo, con clavo

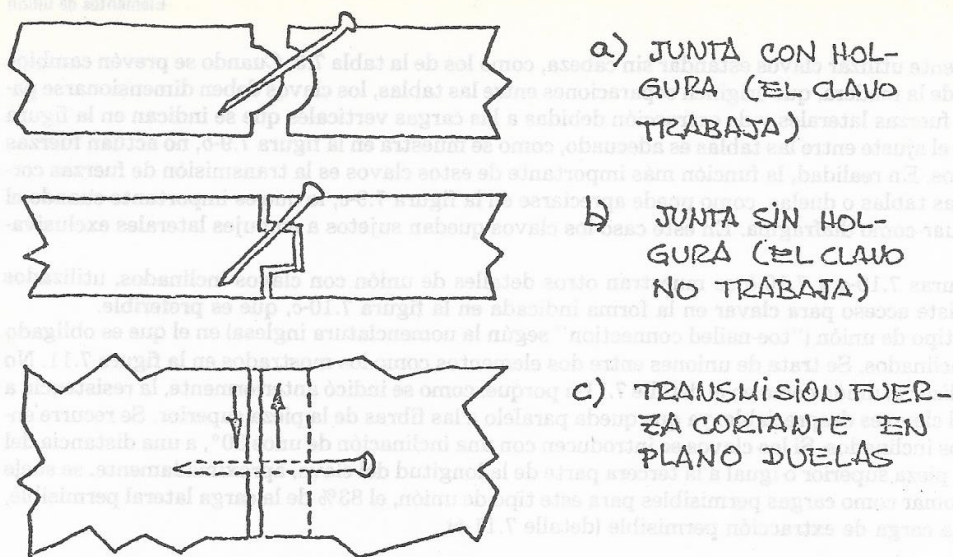


FIGURA 7.9 Unión de duelas con clavos inclinados

7.3.3 Algunos detalles especiales de uniones con clavos

Unión de miembros inclinados entre sí.— En una situación como la mostrada en la figura 7.8-a el clavo debe quedar perpendicular a la fibra en el miembro que recibe la punta y debe dimensionarse para que resista lateralmente la componente horizontal de la carga. En la figura 7.8-b se ilustra una condición en que la componente vertical de la fuerza en el miembro inclinado induce una carga de extracción en el clavo. En este caso el clavo debe dimensionarse para resistir tanto la carga de extracción como el empuje lateral debido a la componente horizontal.

Clavos inclinados.— Muchos detalles de unión requieren que los clavos se hinquen en dirección inclinada. En la figura 7.9 se muestran uniones entre elementos machihembrados para pisos o techos. En estos

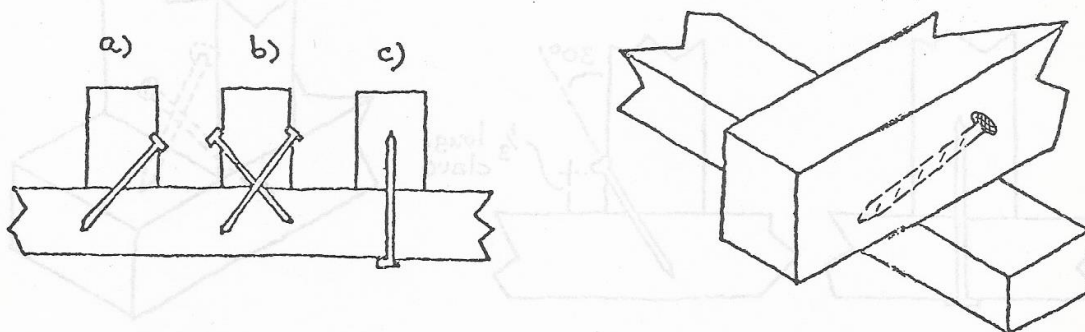


FIGURA 7.10 Uniones con clavos inclinados

casos es frecuente utilizar clavos estándar sin cabeza, como los de la tabla 7.3. Cuando se prevén cambios volumétricos de la madera, que originen separaciones entre las tablas, los clavos deben dimensionarse para resistir las fuerzas laterales y de extracción debidas a las cargas verticales que se indican en la figura 7.9-a. Cuando el ajuste entre las tablas es adecuado, como se muestra en la figura 7.9-b, no actúan fuerzas sobre los clavos. En realidad, la función más importante de estos clavos es la transmisión de fuerzas cortantes entre las tablas o duelas, como puede apreciarse en la figura 7.9-c, lo que es importante cuando el piso debe actuar como diafragma. En este caso los clavos quedan sujetos a empujes laterales exclusivamente.

En las figuras 7.10-a y 7.10-b se muestran otros detalles de unión con clavos inclinados, utilizados cuando no existe acceso para clavar en la forma indicada en la figura 7.10-c, que es preferible.

Existe un tipo de unión ("toe-nailed connection" según la nomenclatura inglesa) en el que es obligado usar clavos inclinados. Se trata de uniones entre dos elementos como los mostrados en la figura 7.11. No es posible realizar la unión como en el detalle 7.11-a porque, como se indicó anteriormente, la resistencia a extracción del clavo es despreciable, ya que queda paralelo a las fibras de la pieza superior. Se recurre entonces a clavos inclinados. Si los clavos se introducen con una inclinación de unos 30° , a una distancia del extremo de la pieza superior o igual a la tercera parte de la longitud del clavo, aproximadamente, se suele recomendar tomar como cargas permisibles para este tipo de unión, el 83% de la carga lateral permisible, y el 67% de la carga de extracción permisible (detalle 7.11-b).

7.4 TORNILLOS PARA MADERA Y PIJAS

7.4.1. Consideraciones generales

Los tornillos para madera varían en longitud de 5/6 pulgadas a 3 pulgadas y pueden tener diversos diámetros. En la figura 7.12 se muestran algunas de las diversas formas que pueden tener las cabezas, junto con las características geométricas más importantes. Se introducen en la madera con la ayuda de un agujero guía taladrado previamente. Con ellos se logran uniones más rígidas que con los clavos, pero son más caros que éstos y su colocación requiere más mano de obra. Las características de los tornillos para madera se definen en la NOM B45-1976 (7.23). En la tabla 7.6 se dan las características geométricas de tornillos típicos. El valor D' dado en esta tabla es un valor nominal, ligeramente inferior al de la caña D .

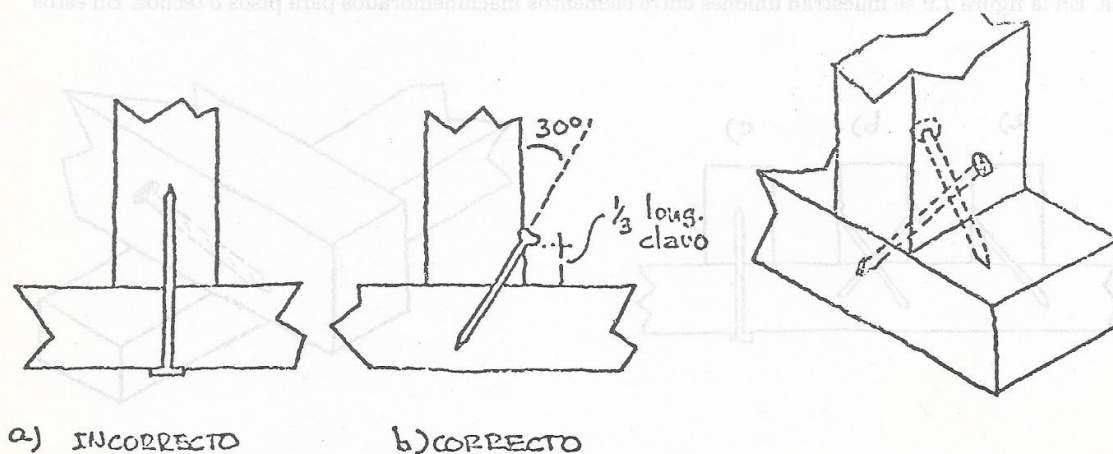


FIGURA 7.11 Unión con clavos inclinados ("toe-nailed connection")

TABLA 7.6 Características geométricas de tornillos

(Ver figura 7.12 para significado de las literales.)

MEDIDA NOMINAL No.	DIAMETRO NOMINAL D'		HILOS POR PULGADA		D DIMENSIONES m m								LONGITUD L	
					A		H		J		T			
	mm	pulg	mín	máx	mín	máx	mín	máx	mín	máx	mín	máx	de	a
												mm.	mm	
2	2.18	.086	23	29	3.90	4.30	1.0	1.3	.58	.79	.32	.58	8	17
3	2.51	.099	22	26	4.60	5.10	1.2	1.5	.68	.89	.43	.68	10	20
4	2.84	.112	20	24	5.30	5.70	1.4	1.7	.78	1.0	.50	.76	10	25
5	3.17	.125	18	22	5.90	6.40	1.6	1.9	.89	1.1	.56	.86	13	32
6	3.51	.138	16	20	6.50	7.10	1.8	2.1	1.0	1.2	.61	.97	13	40
7	3.84	.151	14	18	7.20	7.70	1.9	2.3	1.0	1.2	.69	1.0	13	50
8	4.17	.164	14	17	7.80	8.40	2.1	2.5	1.1	1.4	.74	1.1	17	50
9	4.50	.177	13	16	8.50	9.10	2.3	2.7	1.1	1.4	.81	1.2	20	65
10	4.83	.190	12	15	9.10	9.80	2.5	2.9	1.3	1.5	.86	1.3	20	75
11	5.16	.203	11	13	9.80	10.4	2.7	3.1	1.3	1.5	.93	1.4	25	75
12	5.49	.216	10	12	10.4	11.1	2.8	3.3	1.4	1.7	1.0	1.5	25	75
13	5.82	.229	9	11	11.1	11.8	3.0	3.5	1.4	1.7	1.1	1.6	40	75
14	6.15	.242	9	11	11.7	12.5	3.2	3.7	1.6	1.9	1.2	1.7	40	75.
15	6.48	.255	8	10	12.4	13.1	3.4	3.9	1.6	1.9	1.3	1.8	50	75

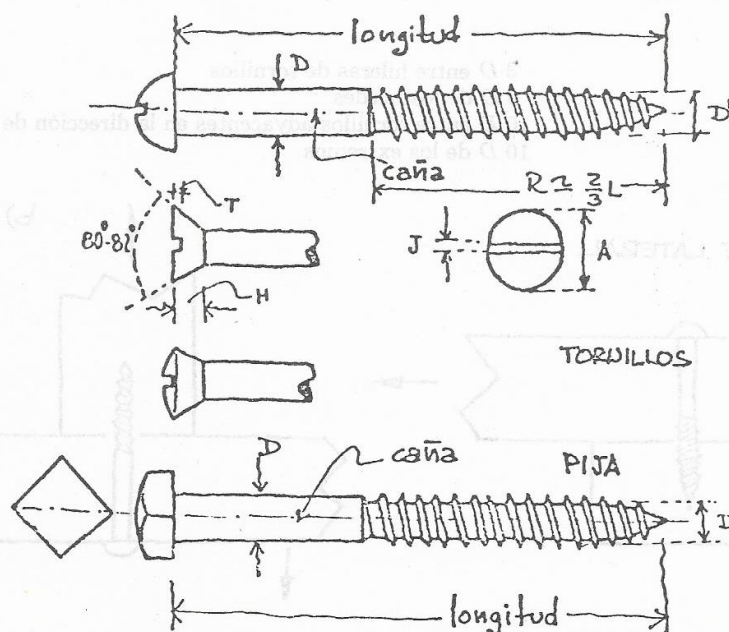


FIGURA 7.12 Tornillo y pija.

Las pijas tienen rosca como los tornillos, pero su longitud puede llegar a ser de 12 pulgadas. Su diámetro varía de 1/2 pulgada a 1 pulgada. También requieren un agujero guía para su fijación, que se efectúa con llave de tuerca. En la figura 7.12 pueden apreciarse las características generales de las pijas. Para maderas duras suele utilizarse tornillos y pijas de rosca fina; para maderas blandas son preferibles los de rosca gruesa. Las NTC no dan recomendaciones específicas para pijas. Para especificaciones sobre estos elementos de unión consúltese el capítulo 14 de la referencia 7.16 y el 6.3 de la referencia 7.3.

En los incisos siguientes se reseñan las principales recomendaciones de las NTC sobre tornillos. Como en el caso de las recomendaciones para clavos, las capacidades permisibles se hacen depender exclusivamente del peso específico de la madera, sin involucrar la especie. Una regla tosca para escoger dimensiones adecuadas consiste en considerar que la longitud de un tornillo o pija debe ser tal que de la mitad a un tercio de la longitud penetre en el material de la base.

Al igual que los clavos, los tornillos pueden utilizarse de dos maneras: aprovechando sea su resistencia a la extracción o sea su resistencia a las cargas aplicadas lateralmente. Los diámetros (D) utilizados en las expresiones de capacidad permisible son los correspondientes a la caña lisa. (Evidentemente los valores obtenidos con el diámetro nominal, D' , serán conservadores.) En estas expresiones, γ y D , tiene el mismo significado que para clavos. Se recomienda que los agujeros guía tengan los siguientes diámetros: el correspondiente a la caña lisa para recibir a ésta, y el correspondiente a las 2/3 partes del de la caña lisa, como máximo para recibir la parte roscada.

7.4.2 Capacidad para transmitir fuerzas laterales

En uniones con un solo plano de cortante como la mostrada en la figura 7.13-a, en las que el tornillo es insertado perpendicularmente a las fibras, la capacidad de carga en kilogramos está dada por

$$P_3 = 3.75 \gamma D^2 \quad (7.3)$$

basada en la referencia 7.10.

Esta capacidad es aplicable cuando la penetración del tornillo en el miembro que recibe la punta sea por lo menos siete veces el diámetro de la caña lisa y los espaciamientos mínimos de los tornillos sean los siguientes:

- 3 D entre hileras de tornillos
- 5 D de los bordes
- 10 D entre tornillos adyacentes en la dirección de las fibras
- 10 D de los extremos

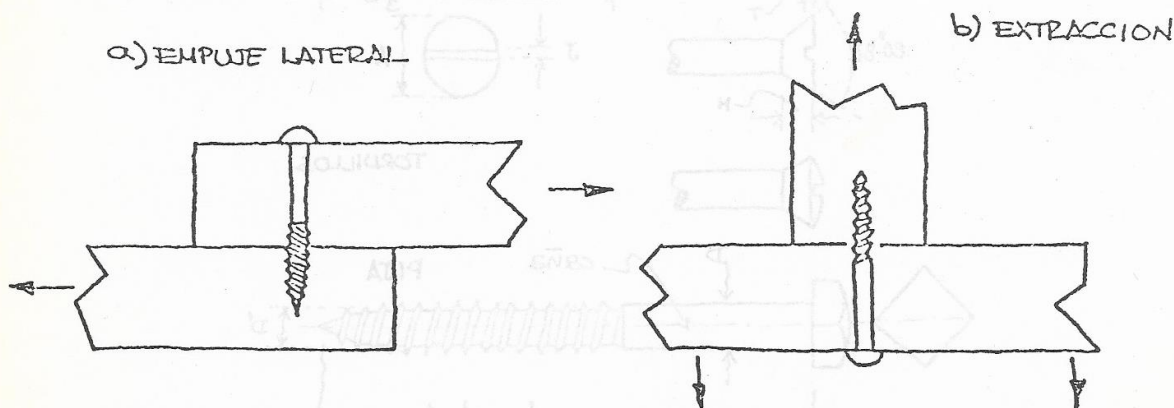


FIGURA 7.13 Formas en que los tornillos y las pijas transmiten fuerzas

Estas separaciones son menores que las recomendadas para clavos debido a que al introducir los tornillos en agujeros taladrados previamente se reduce la tendencia de la madera a fisurarse.

Si la profundidad de penetración es menor que la indicada o la unión tiene más de un plano de cortante la capacidad permisible debe modificarse como en el caso de los clavos.

7.4.3 Capacidad a la extracción

La capacidad de carga permisible en kilogramos de tornillos sometidos a fuerzas de extracción, como en la figura 7.13-b, para tornillos insertados en dirección perpendicular a la fibra, por centímetro de penetración de la caña roscada en la pieza que contenga la junta, está dada por

$$P_4 = 15 \gamma^2 D \quad (7.4)$$

Esta expresión es válida cuando los espaciamientos mínimos de los tornillos sean los correspondientes al caso de carga lateral, cuando la fuerza es paralela a las fibras, y cuando la capacidad del tornillo a la tensión no sea sobrepasada.

La capacidad permisible de un tornillo insertado paralelamente a las fibras se considera igual al 75% de la correspondiente al insertado perpendicularmente a ellas. En este caso, la distancia entre tornillos no debe ser menor de 10 D .

7.5 PERNOS

7.5.1 Consideraciones generales

El perno es uno de los elementos de unión de uso más común porque permite realizar conexiones de considerable resistencia con relativa sencillez. Los pernos pueden tener cabeza en un extremo y rosca y tuerca en el otro o rosca y perno en ambos extremos. Su longitud y diámetro son muy variables. El diámetro varía entre 1/4 de pulgada y 3 pulgadas. Generalmente se emplean en combinación con rondanas, que reducen los esfuerzos de aplastamiento. Pueden improvisarse con las barras utilizadas para concreto reforzado, formando la rosca con la ayuda de una tarraja. En la figura 7.14 se muestran las características de pernos típicos.

Las principales variables que influyen en la capacidad de una conexión hecha con pernos son la especie, el contenido de humedad de la madera, la geometría de la unión y la distancia de los pernos a los bordes y extremos de las piezas unidas. Antes de reseñar las recomendaciones empíricas propuestas en las NTC, se describirá brevemente el comportamiento de algunas conexiones sencillas para ilustrar la complejidad de las uniones entre elementos de madera.

Considérese primero la unión de dos piezas de madera unidas a una tercera pieza central, más gruesa, como se ilustra en la figura 7.15-a. La forma en que se aplica la carga se muestra en la misma figura. Como el agujero en que se coloca el perno es un poco mayor que el diámetro de éste, se presenta un deslizamiento inicial en el momento en que se aplica la carga. Una vez que el perno se ha apoyado firmemente contra la madera la relación carga-deslizamiento es lineal hasta una carga que es bastante menor que la resistencia última de la conexión. A partir de este momento la carga produce aplastamiento en las zonas de contacto entre la madera y los pernos. La curva se va tendiendo a medida que progresa el aplastamiento de las fibras y se va deformando el perno. Las cargas permisibles suelen establecerse de manera que sean del orden de la mitad de la correspondiente al límite de proporcionalidad. En la figura 7.15-b se muestra cualitativamente una gráfica carga-deslizamiento típica.

Pueden hacerse las siguientes consideraciones sobre uniones del tipo descrito. Cuanto más densa y resistente sea la madera y mayor el diámetro del perno, mayor será la resistencia de la unión. La resistencia del perno no afecta el límite de proporcionalidad de la conexión a no ser que el perno sea tan débil que empuja a doblarse antes de que se inicie el aplastamiento de las fibras de madera; cuanto más tiempo per-

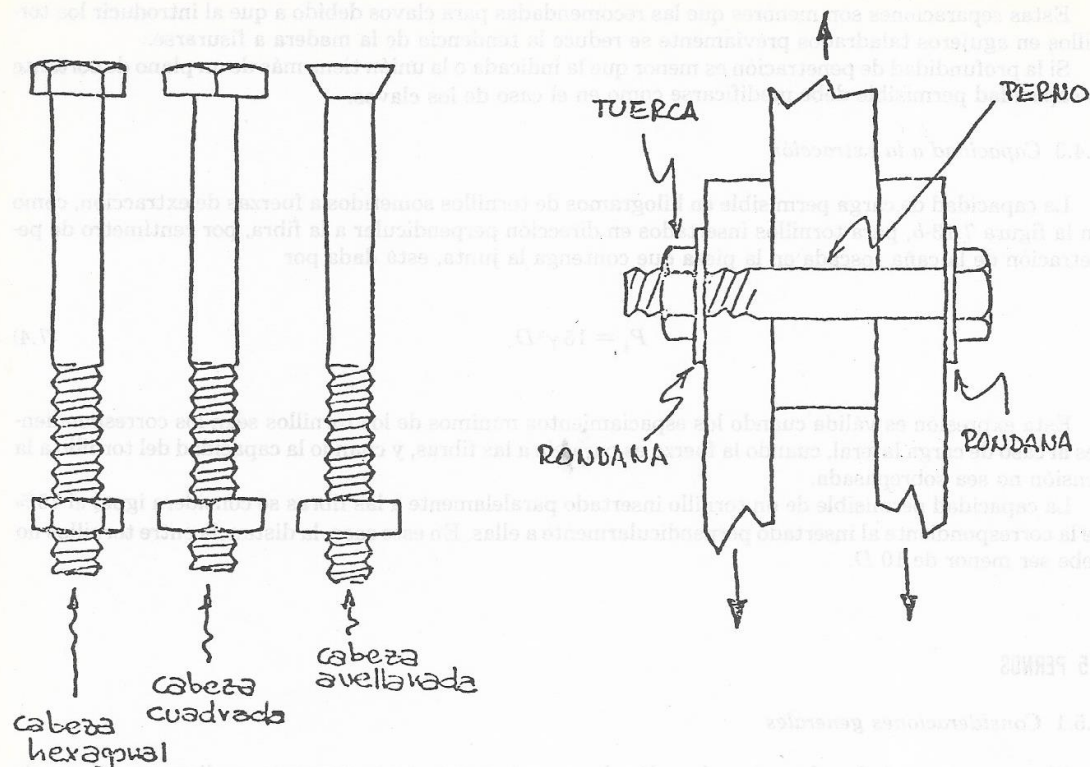


FIGURA 7.14 Tipos de pernos

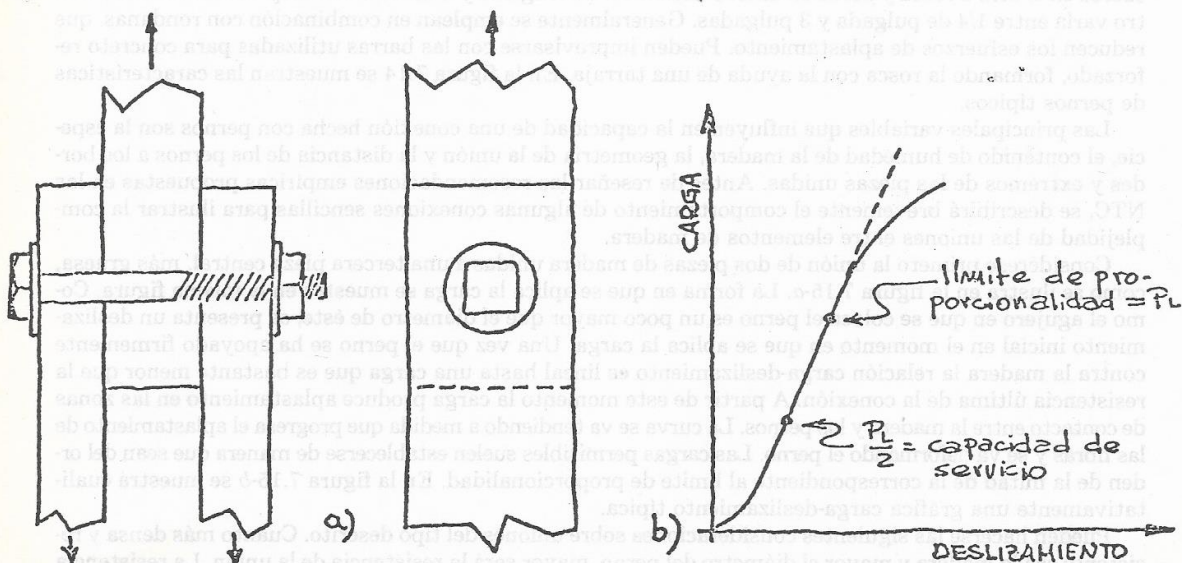


FIGURA 7.15 Unión de piezas con los ejes longitudinales paralelos realizada con pernos.

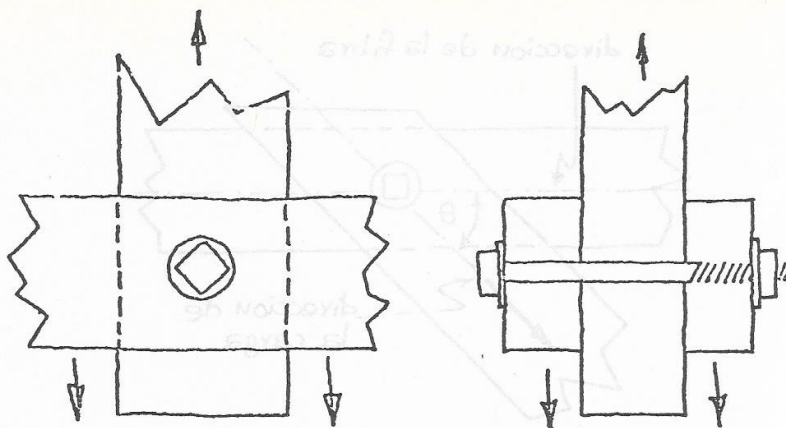


FIGURA 7.16 Unión con perno de piezas con los ejes longitudinales perpendiculares entre sí

manezca recto el perno, más uniforme será la distribución de esfuerzos de aplastamiento en la madera. Una conexión con los miembros laterales o el central muy delgados fallará a una carga baja; existe una condición balanceada entre los espesores de los miembros unidos, tal que los tres miembros alcancen un estado crítico simultáneamente. Si el perno está demasiado cerca del extremo de los miembros el comportamiento es muy distinto; la falla sobreviene por rajaduras longitudinales de la madera.

Si los miembros se unen como en la figura 7.16, de manera que en los miembros laterales las fuerzas actúan en sentido perpendicular a las fibras, la resistencia que puede desarrollarse es mucho menor que en el caso anterior.

Es frecuente tener que unir miembros con sus ejes inclinados entre sí (figura 7.17), como sucede en las armaduras. En tal caso debe recurrirse a la fórmula de Hankinson, como se indica en la reseña de las recomendaciones de las NTC que se presenta más adelante.

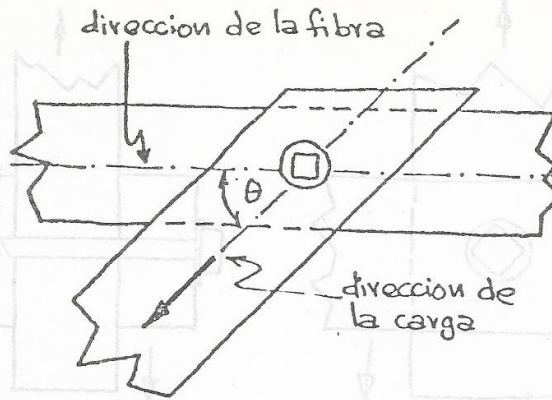
Es posible unir sólo dos miembros por medio de un perno, como se muestra en la figura 7.18. Es evidente que el comportamiento de este tipo de conexión será menos favorable que el de los descritos anteriormente porque se cuenta con un solo plano de resistencia a cortante, las fuerzas actúan excéntricamente, el perno queda sujeto a una flexión fuerte y el aplastamiento de la madera se inicia a una carga baja.

En la figura 7.19, se muestran dos ejemplos de conexiones con cuatro pernos. En la conexión de la figura 7.19-a las fuerzas están aplicadas en dirección paralela a las fibras de los miembros unidos. En la conexión de la figura 7.19-b los miembros laterales son perpendiculares al miembro central y las fuerzas están aplicadas de manera que en el miembro central actúan en dirección perpendicular a las fibras. Experimentalmente se ha comprobado que la resistencia del conjunto de cuatro pernos es sólo ligeramente inferior a la suma de las resistencias de los pernos considerados individualmente. Como es lógico suponer, la resistencia de uniones en que las fuerzas actúan en dirección perpendicular a las fibras es considerablemente menor que la del caso en que todas las fuerzas son paralelas a las fibras.

El comportamiento de uniones de miembros de madera a base de pernos se comenta más ampliamente en el inciso 29.5 de referencia 7.2, el inciso 6.2 de la referencia 7.2, el capítulo 5 de la referencia 7.4, el capítulo 15 de la referencia 5, capítulo 12 de la referencia 7.16 y los capítulos 12 y 13 de la referencia 7.29.

7.5.2 Capacidad de uniones con pernos según las NTC

Las NTC dan cargas laterales permisibles para uniones con un perno para diversos casos. Cuando se utiliza más de un perno la carga permisible se puede obtener sumando las cargas permisibles de los pernos considerados individualmente. Los diámetros de los agujeros no deben ser más de 1.6 mm mayores que el de los pernos. Se reseñan aquí únicamente los casos más importantes.



$$P_{\theta} = \frac{P_0}{1 + \left(\frac{P_0}{P_0} - 1\right) \sin^2 \theta}$$

P_{θ} = capacidad para ángulo θ
 P_0 = capacidad para piezas con ejes colineales
 P_{90} = capacidad para piezas con ejes perpendiculares

FIGURA 7.17 Fórmula de Hankinson aplicada a uniones con pernos

I. Uniones en que los ejes longitudinales de las piezas por unir son colineales

- a) Caso base. Unión de tres piezas en que las piezas exteriores tienen por lo menos la mitad del espesor de la pieza central. Su capacidad en kilogramos se obtiene de

$$P_5 = 1.12 \gamma k_1 \cdot D \cdot t \quad (7.5)$$

donde γ es el peso específico, D es el diámetro del perno en mm y t es el espesor del miembro central en milímetros. El valor de k , depende de la relación t/D y se da en la tabla 7.7.

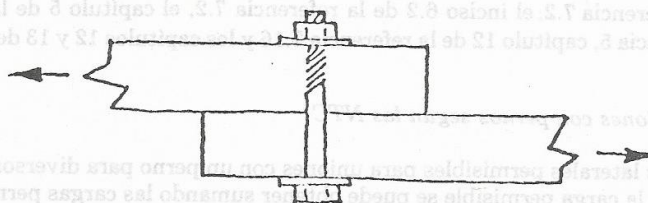


FIGURA 7.18 Dos miembros unidos por un perno

TABLA 7.7 Valores de k_1 para la fórmula (7.5)

t/D	k_1	t/D	k_1
1	1.00	8	0.57
2	1.00	9	0.51
3	1.00	10	0.46
4	0.97	11	0.41
5	0.88	12	0.38
6	0.76	13	0.35
7	0.65		

PROPIEDAD
DEL
CONSEJO NACIONAL
DE LA MADERA EN
LA CONSTRUCCION, A.C.
MEXICO, D.F.

La fórmula (7.5) está basada en los ensayos descritos en la referencia 7.24. Se aprecia en la tabla 7.7 que el factor k_1 disminuye a medida que aumenta la relación t/D . Esto se debe a que los giros de los extremos del perno aumentan al disminuir el diámetro en relación con el grueso de la pieza principal.

- b) *Unión de tres piezas, en que las piezas exteriores tienen un espesor menor que la mitad de la pieza principal.* La capacidad de carga se toma igual a la mitad del caso base tomando t igual a dos veces el espesor menor.
- c) *Unión de dos piezas.* La capacidad de carga se toma igual a la mitad del caso base, considerando t como dos veces el espesor de la pieza más delgada.

II. Uniones en que los ejes longitudinales de las piezas por unir son perpendiculares

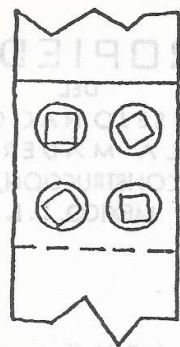
Caso base. Unión de tres piezas en la que las piezas exteriores tengan por lo menos la mitad del espesor de la pieza central. La capacidad en kilogramos se obtiene de

$$P_6 = 0.35 \cdot \gamma \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot D \cdot t \quad (7.6)$$

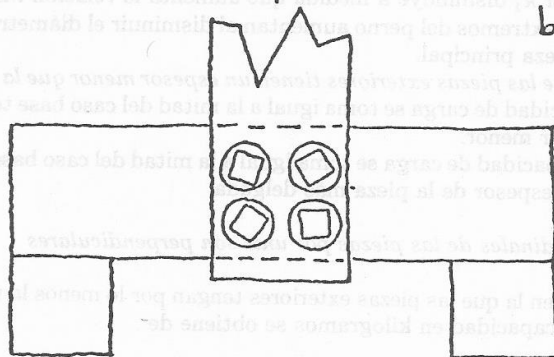
en donde γ , D y t tienen el significado y las unidades dadas en incisos anteriores. Los valores de k_2 y k_3 se dan en la tabla 7.8 en función de t/D y D , respectivamente.

TABLA 7.8 Valores de k_2 y k_3 para la fórmula (7.6)

t/D	k_2	D mm (pulg)	k_3
1	1.00	0.64 (1/4)	2.50
2	1.00	9.5 (3/8)	1.95
3	1.00	12.7 (1/2)	1.68
4	1.00	15.9 (5/8)	1.52
5	1.00	19.1 (3/4)	1.41
6	1.00	22.2 (7/8)	1.33
7	1.00	25.4 (1)	1.27
8	0.96	31.8 (1-1/4)	1.19
9	0.86	38.1 (1-1/2)	1.14
10	0.76	44.5 (1-3/4)	1.10
11	0.68	50.8 (2)	1.07
12	0.61	59.2 (2-1/3)	1.03
13	0.55	76.2 (3)	1.00
		y mayores	



a)



b)

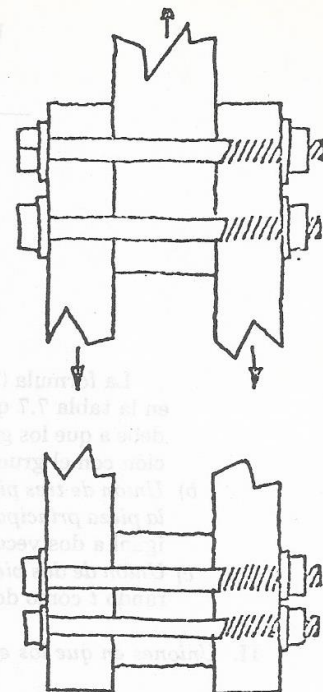


FIGURA 7.19 Conexiones con cuatro pernos

Para otros casos se calculan las cargas permisibles de acuerdo con el inciso I y considerando el caso base del presente inciso.

- III. Uniones en que los ejes longitudinales de las piezas por unir forman un ángulo θ entre sí. La capacidad de carga de estas uniones se calcula usando la fórmula de Hankinson, utilizando las capacidades de carga para $\theta = 0^\circ$ y $\theta = 90^\circ$.
- $$P_\theta = \frac{P_0}{1 + \left(\frac{P_0}{P_{90}} - 1 \right) \sin^2 \theta}$$

7.5.3 Espaciamientos en uniones con pernos

(Véase la figura 7.17.)

Para que sean aplicables las recomendaciones anteriores en uniones a base de pernos deben respetarse los siguientes espaciamientos mínimos.

- a) Cuando la fuerza actúa en la dirección de las fibras:

- 4D entre pernos adyacentes en la dirección de las fibras
- 1.5D entre hileras de pernos
- 7D del extremo cargado
- 4D del extremo no cargado
- 1.5D de los bordes

b) Cuando la fuerza actúa perpendicularmente a la dirección de las fibras:

- 4 D entre pernos adyacentes en la dirección de las fibras
- 4 D de los extremos
- 4 D del borde cargado
- 1.5 del borde no cargado
- 5 D entre hileras de pernos para $t/D > 6$
- 2.5 D entre hileras de pernos para $t/D = 2$ (Interpolar entre los dos últimos valores para $2 < t/D \leq 6$.)

7.6 PLACAS

En ocasiones se forman uniones combinando clavos, tornillos o pernos con placas de acero. Algunos reglamentos permiten incrementar las conexiones reforzadas con placas en un porcentaje del orden de 25.

Para armaduras ligeras como las utilizadas para viviendas se han desarrollado placas con salientes integrados que actúan como clavos (sistemas "gang-nail"). Existen diversas variantes, generalmente patentadas. Estas placas se colocan en las armaduras mediante prensas hidráulicas o herramientas especiales. En la figura 7.20 se muestra una variante típica. Para información sobre el dimensionamiento de uniones con estos elementos consúltense las referencias 7.25 y 7.26.

Para uniones en que las fuerzas que deben transmitirse son relativamente pequeñas pueden emplearse placas de triplay fijadas por medio de clavos o algún pegamento, o por una combinación de ambos medios de unión.

7.7 CONECTORES

7.7.1 Consideraciones generales

Existe un sinnúmero de elementos de unión especiales, comúnmente denominados *conectores*. Las capacidades de estos elementos, generalmente patentados suelen estar tabuladas en las especificaciones de los fabricantes o en los manuales para diseño de estructuras de madera. En México su uso es prácticamente desconocido.

Los conectores se utilizan en uniones de estructuras pesadas, en combinación con pernos. Con ellos se

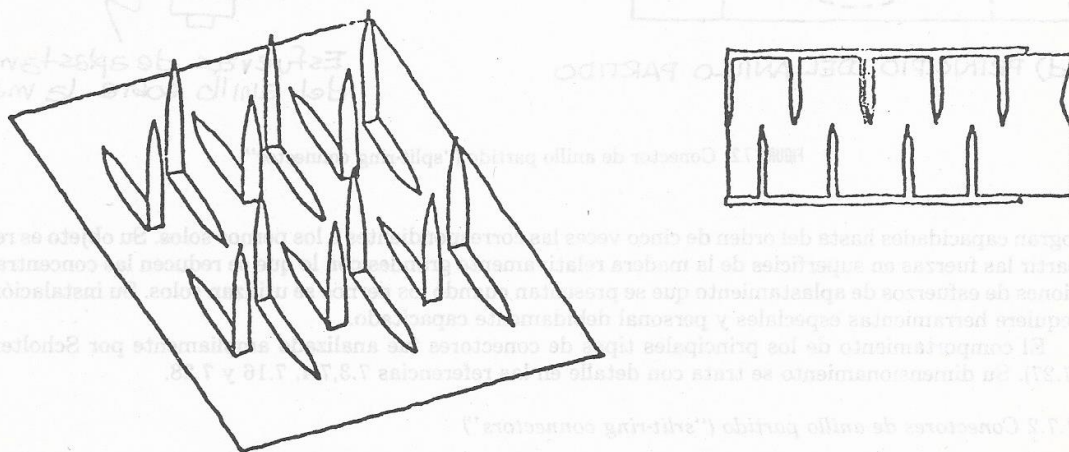


FIGURA 7.20 Placas "gang-nail"

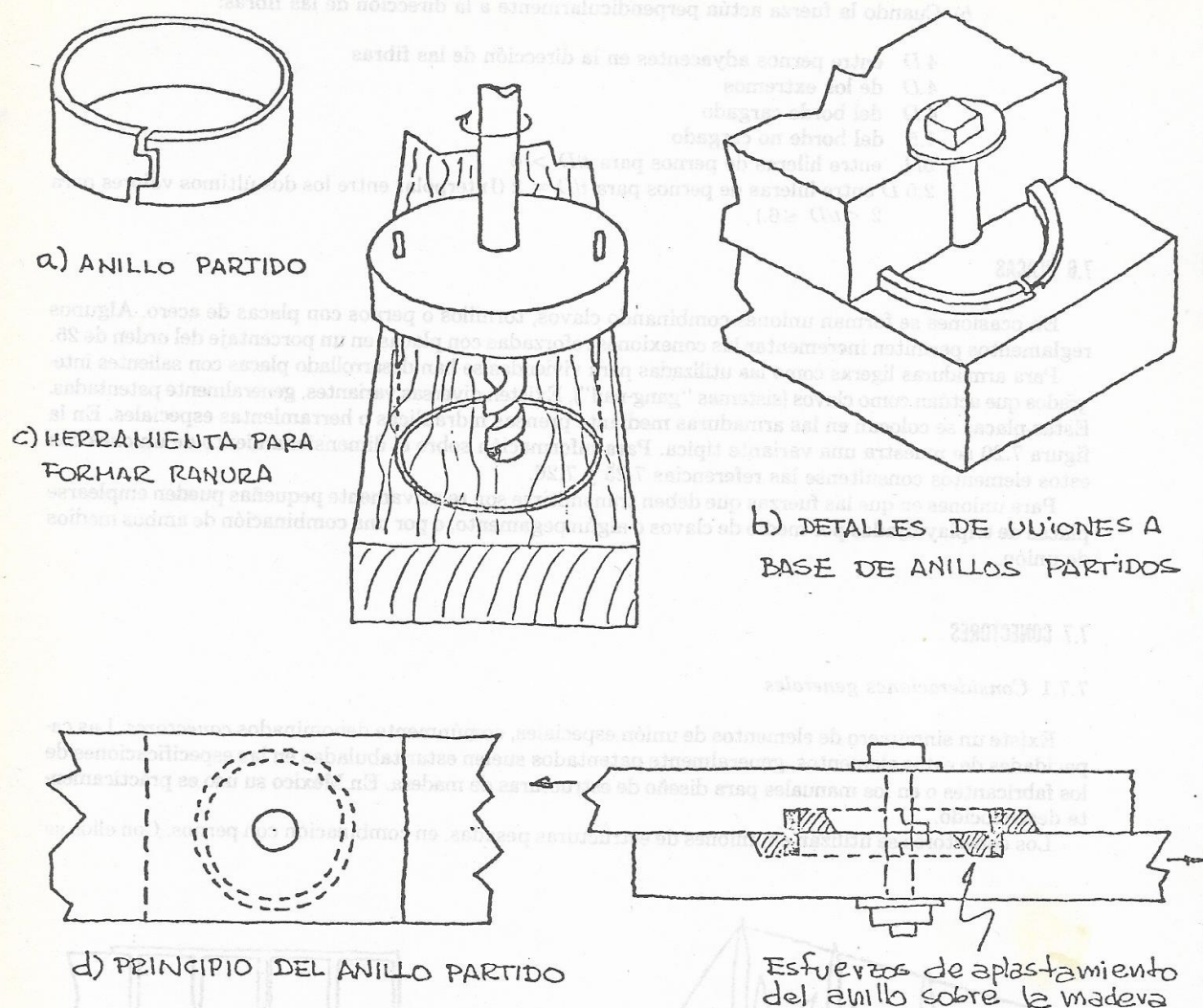


FIGURA 7.21 Conector de anillo partido ("split-ring connector")

logran capacidades hasta del orden de cinco veces las correspondientes a los pernos solos. Su objeto es repartir las fuerzas en superficies de la madera relativamente grandes con lo que se reducen las concentraciones de esfuerzos de aplastamiento que se presentan cuando los pernos se utilizan solos. Su instalación requiere herramientas especiales y personal debidamente capacitado.

El comportamiento de los principales tipos de conectores fue analizado ampliamente por Scholten (7.27). Su dimensionamiento se trata con detalle en las referencias 7.3, 7.4, 7.16 y 7.28.

7.7.2 Conectores de anillo partido ("split-ring connectors")

En la figura 7.21 se pueden apreciar las principales características de los conectores de anillo partido y la forma en que transmiten fuerza cortante. El anillo de acero se coloca en unas ranuras circulares for-

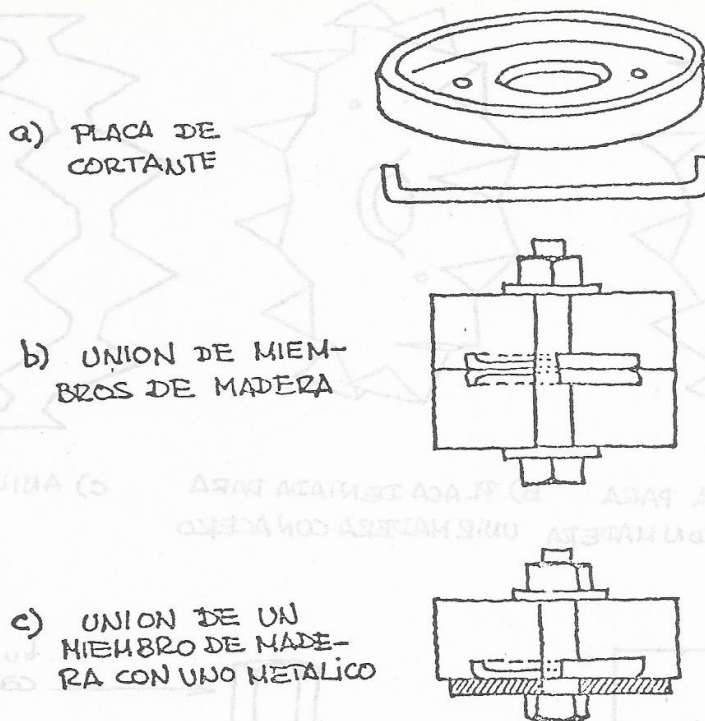


FIGURA 7.22 Conector de placa de cortante ("shear plate connector")

madas en las superficies de las piezas por unir. En el detalle 7.21-c, se ilustra la herramienta utilizada para hacer la ranura. Las piezas se mantienen unidas por medio de un perno. Las fuerzas en los miembros se transmiten a través de la conexión esencialmente por medio de los esfuerzos de aplastamiento distribuidos en la superficie relativamente grande del anillo. Una proporción menor de las fuerzas es transmitida por aplastamiento entre el perno y la madera (figura 7.21-d). El anillo se parte para facilitar la distribución de la carga en el interior y el exterior del anillo y para tomar en cuenta los cambios volumétricos de la madera.

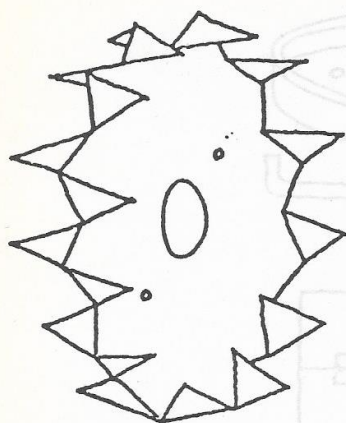
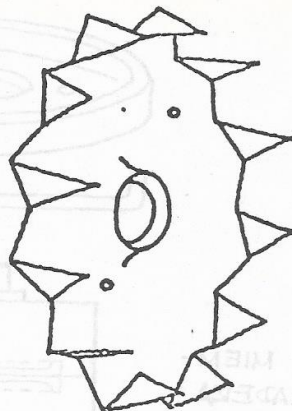
En las NTC se dan reglas para el dimensionamiento de este tipo de conectores.

7.7.3 Conectores de placa de cortante ("shear-plate connectors")

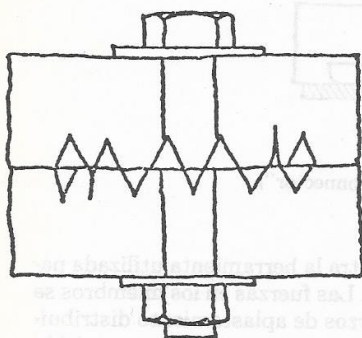
Este tipo de conector se ilustra en la figura 7.22. Está constituido por placas circulares metálicas fijadas en ranuras practicadas en las piezas por unir por medio de una herramienta semejante a la mencionada en relación con los conectores de anillo partido. La fuerza es transmitida de miembro a miembro a través de un perno, pero la transferencia de la carga del miembro al perno se efectúa a través de la superficie relativamente amplia en torno a la placa del conector que, a su vez, transmite la carga al perno. Estos conectores son especialmente útiles cuando se desea unir un miembro de madera con uno de acero (figura 7.22-c).

7.7.4 Conectores de placas o anillos dentados

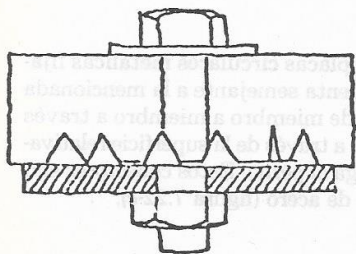
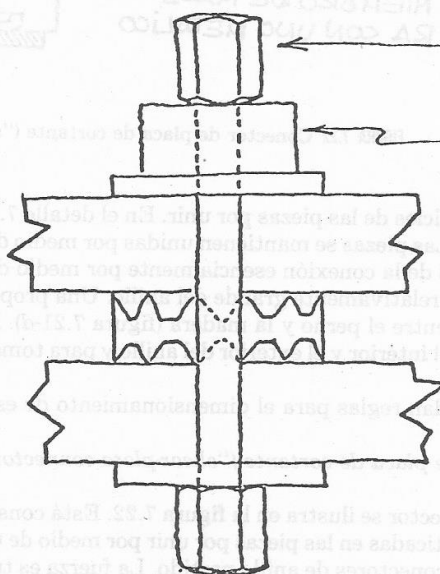
Existe una gran diversidad de conectores a base de placas o de anillos dentados como los mostrados en los detalles (a), (b) y (c) de la figura 7.23. Pueden emplearse para unir miembros de madera, como en el detalle (d) o un miembro de madera con uno de acero, como en el detalle (e). Para realizar las uniones con

a) PLACA DENTADA PARA
UNIR MADERA CON MADERAb) PLACA DENTADA PARA
UNIR MADERA CON ACERO

c) ANILLO DENTADO



d) UNION ENTRE MIEMBROS DE MADERA

e) UNION ENTRE MADE-
RA Y ACEROf) HERRAMIENTA PARA REALIZAR UNIONES CON
ANILLOS DENTADOS

tuerca para apli-
car presión

dispositivo de roda-
mientos de bolas
para reducir fric-
ción

FIGURA 7.23 Conectores de placas o anillos dentados

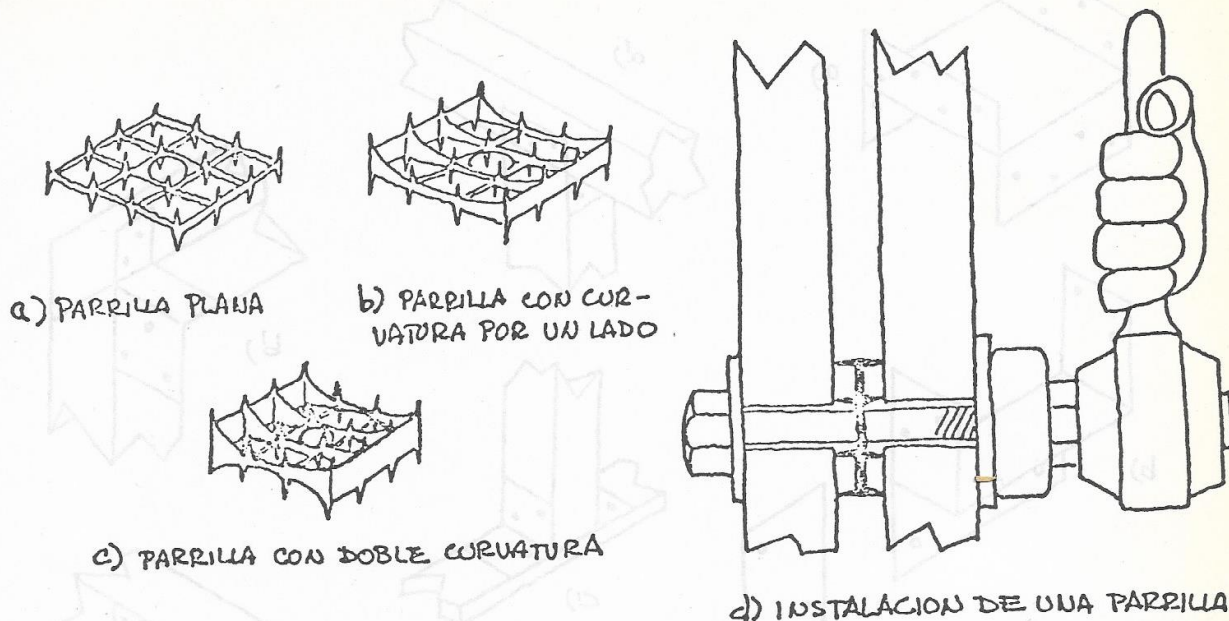


FIGURA 7.24 Conectores de parrilla.

estos conectores es necesario recurrir a una herramienta especial como la mostrada en el detalle (f) que proporciona la presión requerida para hincar los dientes en la madera.

7.7.5 Conectores de rejillas

En la figura 7.24 se ilustra varios tipos de conectores de rejillas. Son especialmente útiles para unir las piezas de grandes dimensiones empleados en los caballetes de puentes de ferrocarril. Se pueden fabricar con una curvatura apropiada para facilitar la unión de entre piezas de madera en rollo. Su instalación requiere herramientas especiales para hincar los dientes en la madera, como en el caso de los conectores de placas o anillos dentados (figura 7.24-d).

7.8 ACCESORIOS METALICOS DIVERSOS

La unión de miembros de madera puede facilitarse por el empleo de diversos tipos de accesorios metálicos. En la figura 7.25 se ilustran algunos dispositivos típicos.

7.9 PEGAMENTOS

Los pegamentos se utilizan no solamente para fabricar elementos de madera laminada o triplay, así como vigas y componentes diversos formados por combinaciones de triplay con piezas de madera maciza o madera laminada, sino también para realizar conexiones entre miembros estructurales. Existe una gran diversidad de pegamentos y colas, unos de origen natural como la caseína, fabricada de leche cuajada mezclada con cal, sal de sodio, y otros, artificiales, como las resinas sintéticas. Los tres tipos más comunes son los siguientes:

ACCESORIOS

APLICACIONES

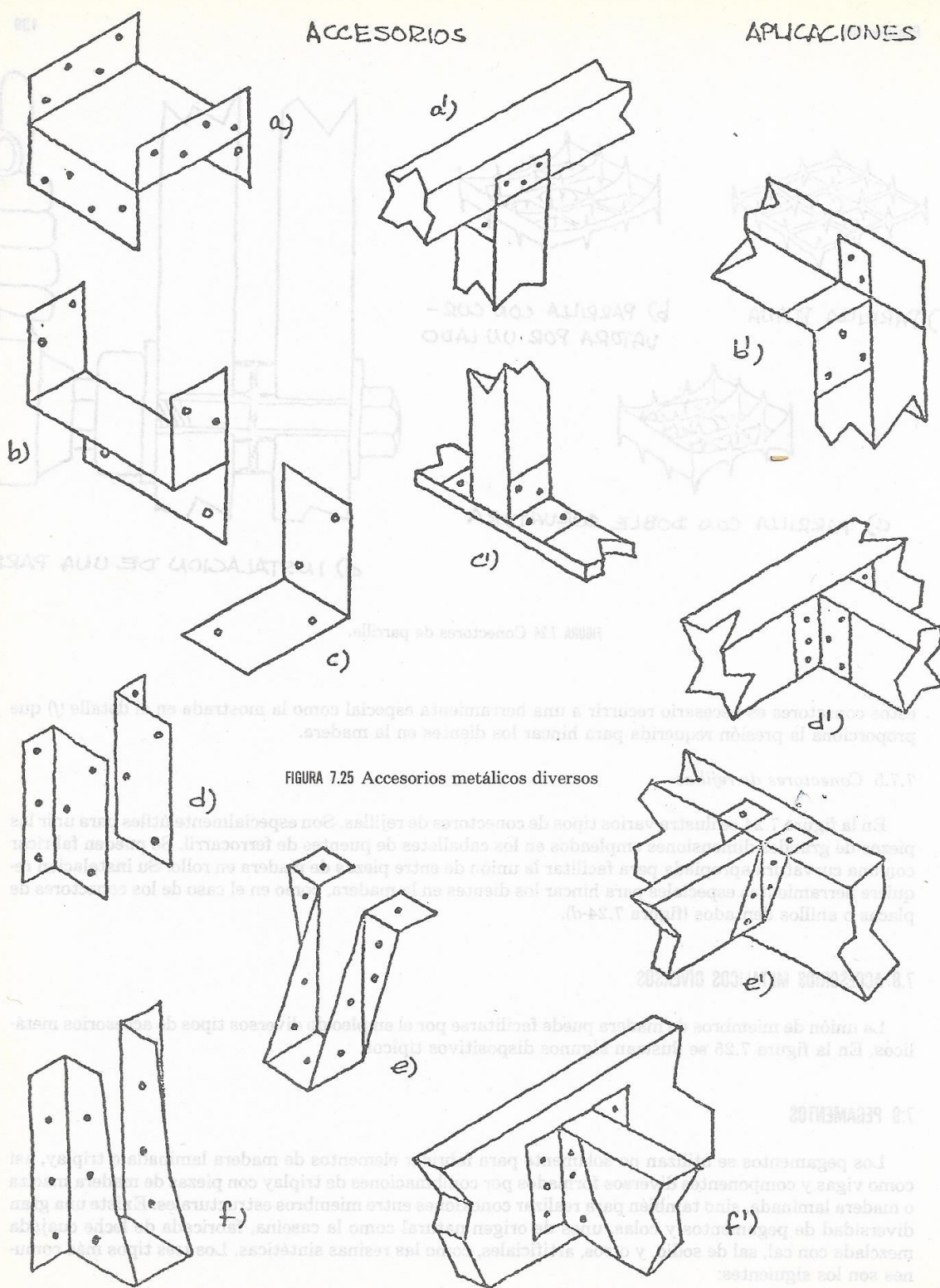


FIGURA 7.25 Accesorios metálicos diversos

Resinas fenólicas.- Son resinas sintéticas. Son difíciles de aplicar, pero constituyen el pegamento más satisfactorio desde el punto de vista de resistencia y durabilidad. Resisten la humedad, de manera que pueden usarse en estructuras que se encuentran expuestas a la intemperie.

Caseína.- Es más fácil de aplicar que las resinas fenólicas sintéticas, pero más sensible a la humedad. Su uso debe limitarse a estructuras protegidas contra la intemperie.

Urea.- Es también una resina sintética. Se aplica con facilidad, pero su comportamiento es dudoso. Se tiende a prescindir del uso de este pegamento.

Al escoger un pegamento debe investigarse sus características de durabilidad, el procedimiento de aplicación y su capacidad para transferir esfuerzos cortantes paralelos a las superficies unidas o esfuerzos de tensión perpendiculares a ellas. Las especificaciones de los fabricantes suelen proporcionar datos útiles. Para mayor información sobre pegamentos y adhesivos consúltense las referencias 7.14 y 7.15 y el inciso 190 de la referencia 7.4.

REFERENCIAS

- 7.1 "Diseño y construcción de estructuras de madera: Norma Técnica Complementaria del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", *Instituto de Ingeniería, UNAM*, México, D. F., 1977.
- 7.2 R. N. White y otros, "Structural Engineering, Vol. 3, Behavior of Members and Systems", Wiley, Nueva York, 1974.
- 7.3 G. Gurfinkel, "Wood Engineering", *Southern Forest Products Association*, New Orleans, 1973.
- 7.4 H.J. Hansen, "Diseño moderno de estructuras de madera", *CECSA*, México, D. F., 1961.
- 7.5 H. Parker, "Diseño Simplificado de estructuras de madera", *Editorial Limusa*, México, D.F., 1975.
- 7.6 "Especificaciones para estructuras de madera" *Secretaría de Obras Públicas*, México, 1968.
- 7.7 American Institute of Timber Construction, "Timber Construction Manual", 2a edición, Wiley, Nueva York, 1974.
- 7.8 "1980 Timber Design Manual", *Laminated Timber Institute of Canada*, Don Mills, Ontario, Canadá, 1980.
- 7.9 Timber Engineering Company, "Timber Design and Construction Handbook", F. W. Dodge Corporation, Nueva York, 1961.
- 7.10 U. S. Forest Products Laboratory, "Wood Handbook", Forest Service Agriculture Handbook No. 72, U. S. Department of Agriculture, Washington, D.C., 1974.
- 7.11 E. C. Ozeltón y J. A. Baird, "Timber Designers' Manual", *Crosby Lockwood Staples*, Londres, 1976.
- 7.12 "Canadian Wood Construction", *Canadian Wood Council*, Ottawa 1978.
- 7.13 "National Design Specification for Wood Construction", *National Forest Products Association*, Washington, 1977.
- 7.14 A. D. Freas y M. L. Selbo, "Fabrication and Design of Glued Laminated Wood Structural Members", Technical Bulletin No. 1069, *U. S. Forest products Laboratory*, febrero 1969.
- 7.15 ASTM, "1971 Annual Book of Standards, Part 10, Structural Sandwich Constructions, Wood, Adhesives".
- 7.16 R. J. Hoyle, "Wood Technology in the Design of Structures", 4a edición, *Mountain Press Publishing Co.*, Missoula, Montana, EEUU, 1978.
- 7.17 E. George Stern, "Nails in residential buildings and farm structures", *Virginia Polytechnic Institute*, Blacksburg, Virginia, septiembre 1968.
- 7.18 E. George Stern, "Better utilization of wood through assembly with improved fasteners", *Virginia Polytechnic Institute*, Blacksburg, Virginia, abril 1959.
- 7.19 E. George Stern, "Nails-definitions and sizes, a handbook for nail users", *Virginia Polytechnic Institute*, Blacksburg, Virginia, septiembre 1957.
- 7.20 G. R. Brock, "The Strength of Nailed Joints", Forest Products Research Bulletin No. 41, *HMSO*, Londres, 1967.
- 7.21 NOM B47-1960, "Clavos cilíndricos", México, D. F., 1963.
- 7.22 "Nail Holding Power of American Wood", U. S. Forest Products Laboratory", Nota Técnica No. 236, *U. S. Forest Products Laboratory*, 1931.
- 7.23 NOM B45-1976, "Tornillos de acero para madera", México, D.F., 1976.
- 7.24 G. W. Trayer, "The Bearing Strength of Wood Under Bolts", Tech Bul. No. 322, *U.S. Department of Agriculture*, Washington, octubre 1932.
- 7.25 "Strength tests on structural timber joints made with 20-gauge Gang-Nails", *Forest Products Laboratory, Ministry of Technology*, Londres, abril 1966.

- 7.26 "Design Specification for Light Metal Plate Connected Wood Trusses", TPI-78, *Truss Plate Institute*, Hyattsville, Md., 1978.
- 7.27 I. A. Scholten, "Timber-Connector Joints: Their Strength and Design", Technical Bulletin No. 865, *United States Department of Agriculture*, Washington, marzo 1944.
- 7.28 "TECO Design Manual for TECO Timber Connector Construction, *Timber Engineering Company*, Washington, 1973.
- 7.29 D.E. Breyer, "Design of Wood Structures", *McGraw-Hill*, Nueva York, 1980.
- 7.30 J. Ehlbeck, "Nailed Joints in Wood Structures", Bulletin No 166, *Virginia Polytechnic Institute and State University Wood Research and Wood Construction Laboratory*, Blacksburg, Virginia, septiembre 1979.

El presente trabajo de investigación fue financiado por el CONACYT a través del proyecto de investigación "Estudio de la resistencia y comportamiento de las uniones de madera con placas metálicas conectadas". El presente trabajo de investigación fue financiado por el CONACYT a través del proyecto de investigación "Estudio de la resistencia y comportamiento de las uniones de madera con placas metálicas conectadas". El presente trabajo de investigación fue financiado por el CONACYT a través del proyecto de investigación "Estudio de la resistencia y comportamiento de las uniones de madera con placas metálicas conectadas".

7.1	"Design and Construction of Timber Structures", <i>Timber Engineering Company</i> , New York, 1973.
7.2	"Timber Design Manual", <i>Timber Engineering Company</i> , New York, 1973.
7.3	"Timber Design Manual", <i>Timber Engineering Company</i> , New York, 1973.
7.4	"Timber Design Manual", <i>Timber Engineering Company</i> , New York, 1973.
7.5	"Timber Design Manual", <i>Timber Engineering Company</i> , New York, 1973.
7.6	"Timber Design Manual", <i>Timber Engineering Company</i> , New York, 1973.
7.7	"Timber Design Manual", <i>Timber Engineering Company</i> , New York, 1973.
7.8	"Timber Design Manual", <i>Timber Engineering Company</i> , New York, 1973.
7.9	"Timber Design Manual", <i>Timber Engineering Company</i> , New York, 1973.
7.10	"Timber Design Manual", <i>Timber Engineering Company</i> , New York, 1973.
7.11	"Timber Design Manual", <i>Timber Engineering Company</i> , New York, 1973.
7.12	"Timber Design Manual", <i>Timber Engineering Company</i> , New York, 1973.
7.13	"Timber Design Manual", <i>Timber Engineering Company</i> , New York, 1973.
7.14	"Timber Design Manual", <i>Timber Engineering Company</i> , New York, 1973.
7.15	"Timber Design Manual", <i>Timber Engineering Company</i> , New York, 1973.
7.16	"Timber Design Manual", <i>Timber Engineering Company</i> , New York, 1973.
7.17	"Timber Design Manual", <i>Timber Engineering Company</i> , New York, 1973.
7.18	"Timber Design Manual", <i>Timber Engineering Company</i> , New York, 1973.
7.19	"Timber Design Manual", <i>Timber Engineering Company</i> , New York, 1973.
7.20	"Timber Design Manual", <i>Timber Engineering Company</i> , New York, 1973.
7.21	"Timber Design Manual", <i>Timber Engineering Company</i> , New York, 1973.
7.22	"Timber Design Manual", <i>Timber Engineering Company</i> , New York, 1973.
7.23	"Timber Design Manual", <i>Timber Engineering Company</i> , New York, 1973.
7.24	"Timber Design Manual", <i>Timber Engineering Company</i> , New York, 1973.
7.25	"Timber Design Manual", <i>Timber Engineering Company</i> , New York, 1973.

8. Enfoques de diseño; normas y reglamentos

8.1. INTRODUCCION

En este capítulo se presentan algunos comentarios sobre el diseño estructural en general y sobre las recomendaciones formuladas al respecto en la versión de 1976 del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (8.1). Se reseñan también los criterios y métodos propuestos en éste y otros reglamentos para el caso particular del diseño de estructuras de madera.

8.1.1 *Objetivos del diseño estructural*

De manera sencilla se puede considerar que *estructura* es todo aquello que impide que una construcción u obra se derrumbe. También se puede concebir una estructura como un sistema, es decir, como un conjunto de partes o componentes que se combinan en una forma ordenada para cumplir una función dada. La función puede ser: salvar un claro, como en los puentes; encerrar un espacio, como sucede en los distintos tipos de edificios, o contener un empuje, como en los muros de retención, tanques o silos. La estructura debe cumplir la función a la que está destinada, con un grado de seguridad razonable y de manera que en las condiciones normales de servicio tenga un comportamiento adecuado; es decir, que no se deforme excesivamente, que no vibre demasiado, que no se agriete. Además deben tenerse en cuenta otros requisitos, tales como los de mantener el costo dentro de límites económicos, asegurar que la estructura sea realizable de acuerdo con los recursos disponibles, y satisfacer determinadas exigencias estéticas.

En el desempeño de la función a que esté destinada, la estructura estará sujeta a una serie de acciones, fuerzas o cargas que debe ser capaz de soportar. La función esencial de la estructura de una vivienda, por ejemplo, es encerrar un espacio que proteja de la intemperie a los usuarios de la misma. Para realizar esta función la estructura deberá ser capaz de resistir su peso propio, la carga viva debida al peso de los usuarios y la acción del viento o de los sismos.

Lo que se busca, entonces, en el diseño estructural es crear estructuras que tengan un comportamiento adecuado bajo las acciones a las que pueden estar expuestas. Esto implica un conocimiento de la relación que existe entre las acciones que obran sobre la estructura, las características geométricas de ésta y las propiedades de los materiales de que está construida, por una parte, y, por otra, las respuestas de la estructura, es decir, su comportamiento. El problema del diseño estructural se ilustra esquemáticamente en la figura 8.1.

8.1.2 *Los estados límite*

El problema del diseño estructural puede resolverse siguiendo diversos caminos. Un método o enfoque de diseño que ha sido adoptado para diversos materiales por muchos reglamentos recientes tales como las recomendaciones del Comité Europeo de Concreto y la Federación Internacional del Presfuerzo

(8.24), las normas soviéticas (8.25), las canadienses (8.26), las inglesas (8.27) y el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (8.1), es el denominado de *estados límite*. El enfoque de estados límite no es sino un formato en el que se consideran todos los aspectos del diseño en forma ordenada y racional y que permite la fácil incorporación de criterios probabilísticos. De hecho, se trata de lograr que las relaciones acción-respuesta de un elemento estructural o de una estructura estén dentro de límites que se consideren aceptables. Según este enfoque, una estructura o un elemento estructural deja de ser útil cuando alcanza un estado, llamado estado límite, en el que deja de realizar la función para la cual fue diseñado. Se distinguen dos grupos de estados límite a) los estados últimos o de resistencia, o sea, los correspondientes a la resistencia última o capacidad de carga, y b) los estados límite de servicio, que son los correspondientes a las condiciones normales de servicio. Entre los primeros figuran la falla por rotura de secciones críticas, la inestabilidad, el volteo y la fatiga. Entre los segundos se encuentran la deflexión, el agrietamiento y la vibración. El diseño por estados límite busca mantener la probabilidad de alcanzar dichos estados dentro de un margen razonable. Las normas y reglamentos citados anteriormente dan recomendaciones específicas al respecto.

Una ventaja importante de los formatos de estados límite es la sencillez con que se prestan a la incorporación de los resultados de las investigaciones sobre cargas, materiales y comportamiento de elementos estructurales. Además ponen de relieve aspectos del diseño estructural relacionados con la seguridad, teniendo en cuenta la naturaleza aleatoria de las cargas y de las resistencias, y faciliten la uniformización de los criterios de seguridad para estructuras de materiales diferentes.

8.1.3 Seguridad de las estructuras.

El requisito fundamental del diseño estructural es garantizar una seguridad adecuada. Los dos proce-

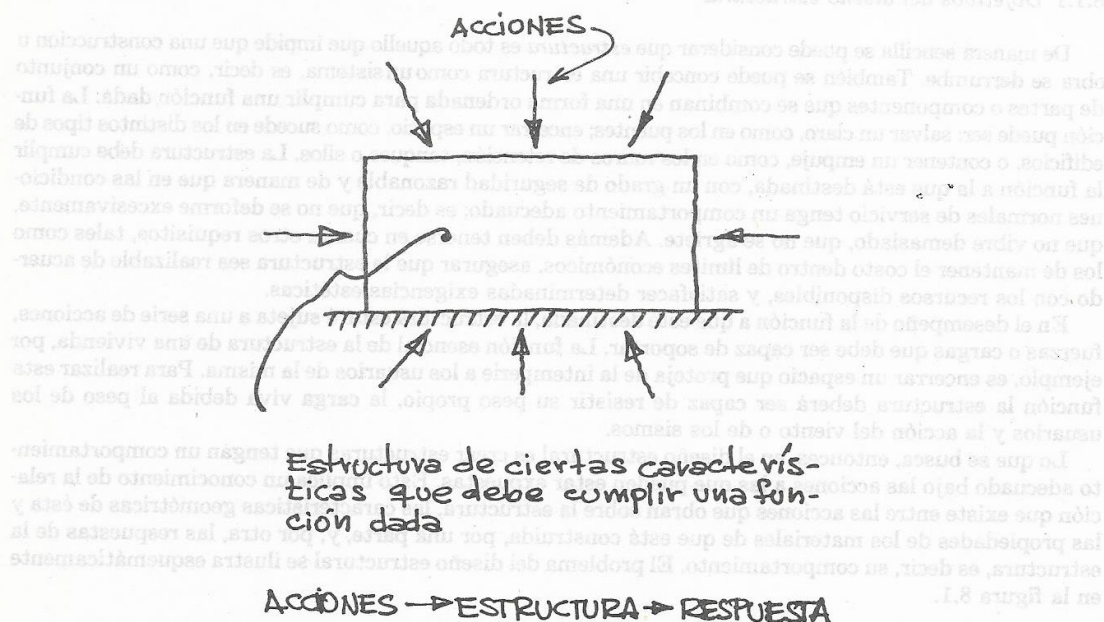


FIGURA 8.1 Representación esquemática del problema del diseño estructural

dimientos más comúnmente utilizados para lograr esto son el *método de esfuerzos permisibles* o de *esfuerzos de trabajo* y el *método plástico* o de *resistencia última*.

Método de esfuerzos permisibles

Según este método las acciones internas (cargas axiales, fuerzas cortantes, momentos) inducidas en los distintos elementos de las estructuras por las acciones de servicio o trabajo que actúan sobre éstos se calculan por medio de un análisis elástico. Se determinan después los esfuerzos producidos en las distintas secciones por las acciones internas, por métodos también basados en hipótesis elásticas. Los esfuerzos así calculados, deben mantenerse por debajo de ciertos esfuerzos permisibles que se consideran aceptables. El método es razonable en estructuras de materiales con un comportamiento esencialmente elástico. Sin embargo, cuando los materiales son de naturaleza inelástica, como sucede con el concreto reforzado, el método tiene limitaciones obvias. Una crítica usual es que no permite diseñar con un criterio uniforme de seguridad, puesto que el mantener una determinada relación entre los esfuerzos de rotura y los permisibles no es garantía de que exista la misma relación entre las resistencias y las acciones de servicio. A pesar de que los reglamentos de estado límite suelen tender a recomendar métodos de resistencia última como los que se describen en el inciso siguiente, para la madera conservan todavía alguna modalidad del dimensionamiento por esfuerzos permisibles. Este es el caso del actual Reglamento del Distrito Federal. Dada la naturaleza esencialmente elástica del comportamiento de la madera, esta manera de proceder presenta menos inconvenientes que para materiales como el concreto reforzado, que exhiben un comportamiento inelástico.

Método plástico o de resistencia última

De acuerdo con este método, las acciones internas que las cargas producen en una estructura se determinan por medio de un análisis elástico, como en el caso anterior. Los elementos de la estructura se dimensionan de tal manera que su resistencia a las diversas acciones internas de trabajo a las que puedan estar sometidos, sea igual a dichas acciones multiplicadas por un factor de carga, de acuerdo con el grado de seguridad deseado o especificado. En su mayoría, los reglamentos contemporáneos de concreto reforzado se basan en criterios de este tipo.

La forma en que la seguridad se toma en cuenta en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal se comenta en el inciso siguiente.

8.1.4 El Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (8.1)

El Reglamento de las Construcciones para el Distrito Federal abarca todos los aspectos de la construcción. El diseño estructural se trata en el Título IV. Se establecen en él los requisitos generales de resistencia y comportamiento que toda estructura debe satisfacer independientemente del material de que esté construida y se dan recomendaciones sobre las acciones o cargas que deben considerarse en el diseño. Como enfoque de diseño se establece el de estados límite. La forma de aplicar los lineamientos generales del Título IV a materiales específicos se trata en Normas Técnicas Complementarias que abarcan el diseño de estructuras de acero, madera, concreto y mampostería, así como el de cimentaciones.

Los estados límite que deben considerarse en el diseño se describen con detalle en el Título IV del Reglamento. Se establece aquí también el procedimiento general para la evaluación de la seguridad. Este procedimiento consiste en comprobar que para las distintas combinaciones de acciones que especifica el Reglamento y ante la aparición de cualquier estado límite que pudiera presentarse, la resistencia de diseño sea igual o mayor que el efecto de las acciones nominales que intervengan en la combinación de cargas en estudio, multiplicado por un factor de carga. De otra manera, debe lograrse que la fuerza interna de diseño sea igual o menor que la resistencia de diseño. Esto se puede ilustrar esquemáticamente como sigue:

$$F_c \left(\frac{\text{Fuerza interna debida a acciones nominales}}{\text{Fuerza interna de diseño}} \right)^{10} \leq \left(\frac{\text{Resistencia de diseño}}{\text{Resistencia nominal}} \right)$$

Las fuerzas internas son las fuerzas axiales, fuerzas cortantes y momentos producidos en los elementos estructurales por las acciones nominales. Se obtienen a partir de un análisis elástico de la estructura.

Las acciones nominales son las cargas diversas que actúan sobre la estructura tales como el peso propio, el peso de muebles y personas, los sismos y el viento. Los valores convenientes de las acciones nominales están dados en el Título IV. El factor de carga, F_c , que varía de 0.9 a 1.5, tiene por objeto tomar en cuenta, las consecuencias de la falla y las incertidumbres en la magnitud de las acciones y los métodos de análisis.

La forma de determinar las resistencias nominales a diversas acciones se establece para cada material en la norma técnica complementaria correspondiente. El factor de resistencia, F_R , que es menor que la unidad, a considerar en diversas situaciones, se especifica también en las normas técnicas. Este factor toma en cuenta la dispersión de los resultados experimentales, el grado de seguridad involucrado en las fórmulas y el tipo de falla (frágil o dúctil.)

8.1.5 Observaciones sobre los reglamentos para diseño de estructuras de madera

Se mencionó en la sección 8.3 que, a pesar de que en su mayoría los reglamentos recientes para diseño de estructuras de acero y de concreto reforzado están basados en el enfoque de estados límite y en métodos de resistencia última, los reglamentos para estructuras de madera conservan todavía los formatos convencionales de esfuerzos permisibles. Esto se debe, principalmente a la dificultad de establecer métodos congruentes con los recomendados para otros materiales por la insuficiencia de la información disponible (8.28). Así, por ejemplo, las normas técnicas complementarias para estructuras de madera del Reglamento para Construcciones del Distrito Federal (8.2), que en lo sucesivo se designaron por las siglas NTC, recomiendan métodos de esfuerzos permisibles mientras que las normas para el acero, el concreto reforzado y la mampostería se basan fundamentalmente en métodos de resistencia última. Otros reglamentos típicos para estructuras de madera que siguen criterios de esfuerzos permisibles son el inglés (8.10), que conservará este enfoque en su próxima versión (8.28) y el de la National Forest Products Association de los Estados Unidos (8.29).

Sin embargo el indudable interés de los enfoques de estados límite hace pensar que los reglamentos de estructuras de madera evolucionarán en el futuro hacia esta forma de tratar el problema del diseño estructural. En el Canadá, por ejemplo, parece próxima la adopción del enfoque de estados límite para el diseño de edificios y puentes de madera (8.30, 8.31, 8.32). En Inglaterra también se estudia la posibilidad de utilizar un formato de estados límite en el reglamento de estructuras de madera (8.28). El Consejo Internacional de la Construcción (CIB) ha publicado recientemente una propuesta de reglamento modelo con este enfoque (8.35). En la Unión Soviética hace años que es el comúnmente empleado para el diseño de estructuras de madera y de los demás materiales de construcción (8.36).

8.2 DETERMINACION DE ESFUERZOS PERMISIBLES

Para dimensionar elementos de madera por medio del método de esfuerzos permisibles (o esfuerzos de trabajo) es necesario establecer valores que garanticen un grado de seguridad adecuado. Los tipos de esfuerzos requeridos son: 1) compresión paralela a las fibras, 2) compresión perpendicular a las fibras, 3) tensión paralela a las fibras, 4) flexión, 5) esfuerzo cortante paralelo a las fibras. Además deben determinarse valores del módulo de elasticidad.

El esfuerzo de compresión paralela a las fibras se necesita para el dimensionamiento de columnas y otros miembros sometidos a compresión, tales como puntales y determinados miembros de armaduras. El esfuerzo de compresión perpendicular a las fibras hace falta para revisar los apoyos de vigas y ciertos detalles de las conexiones. La tensión paralela a las fibras se emplea para dimensionar las barras de armaduras sometidas a este tipo de esfuerzos. Los esfuerzos de flexión y cortantes se requieren para el dimensionamiento de vigas. El módulo de elasticidad interviene en cálculos de deflexión, pandeo y estabilidad lateral.

La elección de los esfuerzos permisibles convenientes es uno de los aspectos críticos del dimensionamiento de elementos estructurales de madera. Además de que las propiedades mecánicas varían mucho según la especie, dentro de la misma especie, e incluso dentro de un mismo árbol, existe un grado considerable de variabilidad. Por otra parte, influye en la resistencia de la madera toda una serie de factores tales como la duración de la carga, el contenido de humedad, la orientación de las fibras, la forma y tamaño de la pieza y los defectos diversos que pudieran existir.

Pueden seguirse diversos caminos para establecer esfuerzos permisibles. A continuación se describen tres procedimientos posibles. Se hacen también algunas observaciones sobre la determinación de módulos de elasticidad.

8.2.1 Determinación de esfuerzos permisibles a partir del ensaye de probetas pequeñas "limpias"

Esfuerzos básicos

Las propiedades mecánicas de la madera pueden estudiarse ensayando probetas "limpias". Por probeta "limpia" ("clear" en la terminología inglesa) se entiende una probeta de fibra recta, libre de nudos y rajaduras. Es natural suponer que las propiedades resistentes de las piezas estructurales difieran considerablemente de las obtenidas con probetas limpias, ensayadas en condiciones en que no intervienen los diversos factores mencionados en el inciso anterior. El problema, entonces, consiste en cómo pasar de los resultados de ensayos con probetas limpias a esfuerzos permisibles que proporcionen un grado de seguridad razonable en las estructuras reales. En esencia el procedimiento establecido en la mayoría de los reglamentos consiste en la obtención de un esfuerzo básico, que es un índice de la resistencia de la madera libre de defectos, al que se aplican diversos factores de corrección según las condiciones en que se encuentre el elemento estructural en estudio. El procedimiento que se describe a continuación corresponde en términos generales a los recomendados en las normas inglesas y americanas, que son semejantes a las de muchos otros países. Se comenta con detalle en la referencia 8.6.

Para obtener información sobre la resistencia a los principales tipos de acciones de determinada especie o grupos de especies de características semejantes es necesario llevar a cabo un número de ensayos bastante elevado (por lo menos varios cientos) de probetas limpias pequeñas. Generalmente los ensayos se efectúan en condición verde y su duración es corta. En las referencias 8.3, 8.22 y 8.23 se dan indicaciones detalladas sobre la manera de realizarlos. En la figura 8.2 se muestra una distribución típica de módulos de rotura obtenidos de ensayos de flexión. Las distribuciones como ésta, así como las correspondientes a otros tipos de resistencia, son muy parecidas a las distribuciones normales o gaussianas, como puede apreciarse en la figura. Por lo tanto en el análisis de los resultados de conjuntos de ensayos suelen considerarse aplicables las propiedades de este tipo de distribuciones.

De acuerdo con los principios de la estadística, la tendencia central de un conjunto de datos está indicada por la media $\bar{x}$ de los datos:

$$\bar{x} = \frac{\sum x}{n} \quad (8.1)$$

donde

x = valores de los datos individuales
 n = número de datos

Para tener en cuenta la variabilidad, en lugar de tomar el valor promedio se toma un valor bastante menor que la media de manera que la probabilidad de tener valores inferiores sea baja. En las normas inglesas para el módulo de rotura se escoge un valor, a veces llamado "límite de exclusión", tal que la probabilidad de tener valores menores sea de sólo 1%. En las normas americanas y canadienses se considera un límite de exclusión de 5%. Si se conoce la media de los datos y se considera que la distribución es normal el valor correspondiente al límite de exclusión puede calcularse restando de la media el valor de la desviación estándar multiplicada por un factor que varía según el límite de exclusión deseado. En la figura 8.3 se dan algunos valores comúnmente utilizados. La desviación estándar, σ , se determina por medio de la siguiente expresión:

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum (x - \bar{x})^2}{n}} \quad (8.2)$$

Los esfuerzos básicos se obtienen dividiendo los valores correspondientes al límite de exclusión adecuado por un coeficiente de reducción que engloba un factor de seguridad, para tener en cuenta la posibili-

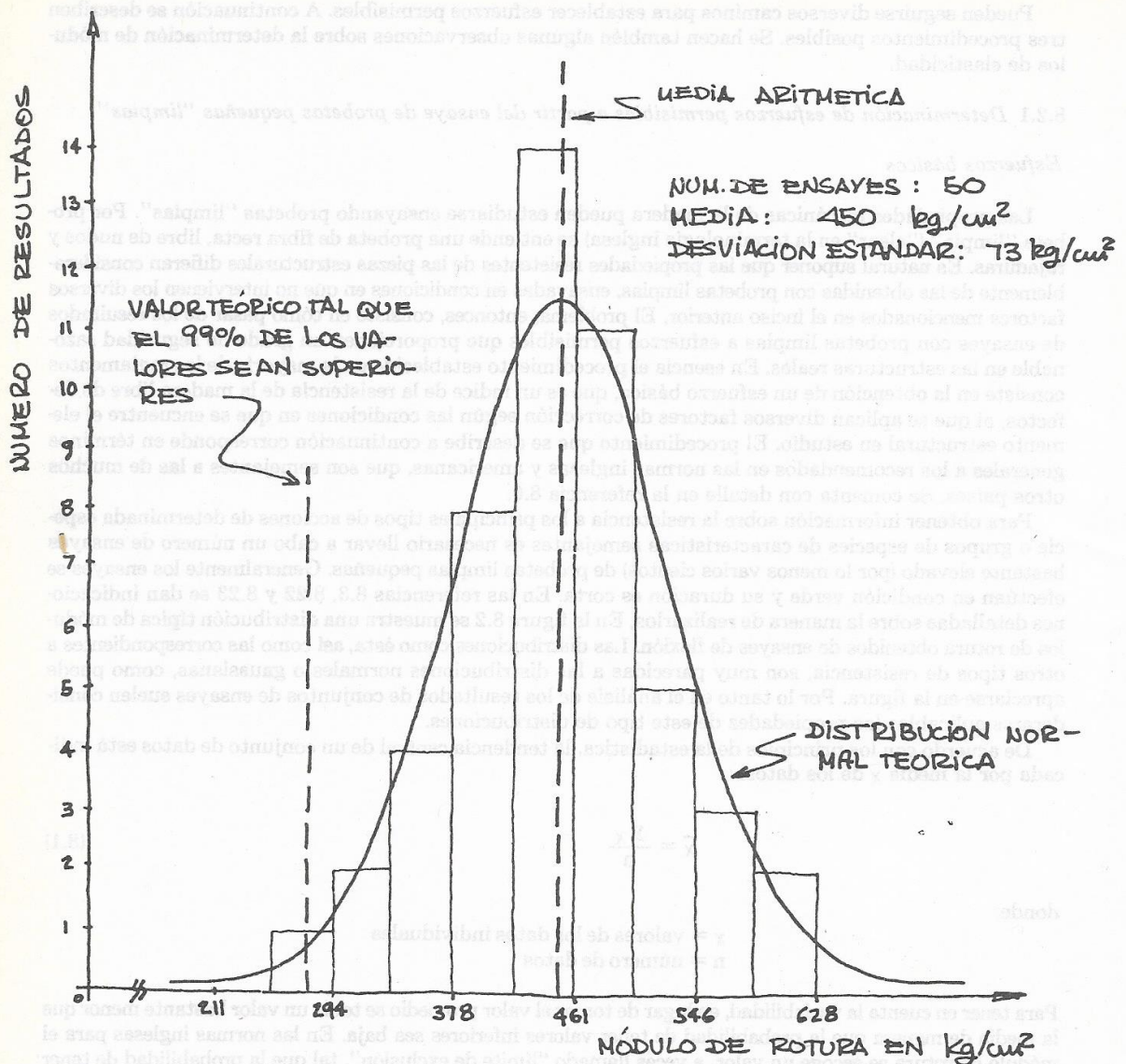


FIGURA 8.2 Distribución típica de resultados de ensayos de módulo de rotura (*Pinus Durangensis*, condición verde)

dad de sobrecargas, imprecisiones en los métodos de análisis y los procedimientos de construcción junto con un ajuste por efecto de duración de carga.

Los coeficientes de reducción no pueden determinarse con precisión de una manera científica porque no se cuenta con suficiente información. Los valores propuestos se basan en la interpretación de la experiencia acumulada a través de los años.

En las normas inglesas se da un valor tal que el esfuerzo básico sea aplicable para cargas que deban soportarse permanentemente mientras que en las americanas el esfuerzo básico resultante es aplicable a cargas de duración "normal" que se toma como diez años. La fórmula general para calcular esfuerzos básicos es

$$f_b = \frac{f_m - k_p \sigma}{k_r} \quad (8.3)$$

donde

f_b = esfuerzo básico
 f_m = esfuerzo promedio de falla ($\bar{x}$ en la figura 8.3)
 k_p = coeficiente de probabilidad (figura 8.3)
 σ = desviación estándar
 k_r = coeficiente de reducción

En la tabla 8.1 se dan valores de k_p y k_r para distintos tipos de acciones que recomiendan las normas inglesas y americanas.

Esfuerzos permisibles según clasificación ("grade stresses")

El empleo de madera libre de defectos de tal manera que en el dimensionamiento de elementos estructurales pudieran aplicarse los esfuerzos básicos directamente no es viable desde un punto de vista comercial dado el escaso número de piezas que cumple con los requisitos necesarios. La influencia de los defectos de la madera puede tomarse en cuenta considerando únicamente una fracción de los esfuerzos básicos. La importancia de los defectos se juzga mediante una clasificación de las piezas de madera que tiene en cuenta

TABLA 8.1 Datos para cálculo de esfuerzos básicos

f_b = esfuerzo básico
 f_m = valor promedio de los esfuerzos a la falla ($\bar{x}$ en la figura 8.3)
 k_p = coeficiente de probabilidad (figura 8.3)
 σ = desviación estándar
 k_r = factor de reducción

	NORMAS INGLESAS			NORMAS AMERICANAS		
	Probabilidad	k_p	k_r	Probabilidad	k_p	k_r
Flexión y tensión	1 en 100	2.33	2.25	5 en 100	1.65	2.10
Compresión a las fibras	1 en 100	2.33	1.40	5 en 100	1.65	1.90
Compresión a las fibras	1 en 40	1.96	1.20	5 en 100	1.65	1.50
Cortante	1 en 100	2.33	2.25	5 en 100	1.65	4.10

Observaciones

Los coeficientes dados en las normas inglesas son aplicables a coníferas y latifoliadas. Los esfuerzos básicos que resultan de aplicar estos coeficientes son los esfuerzos que puede resistir la madera de fibra recta, libre de defectos, bajo carga permanente, en condición verde.

Los coeficientes mostrados para las normas americanas son las aplicables a las coníferas. Existe otro juego para latifoliadas. Los esfuerzos básicos que resultan de aplicar los coeficientes dados son los esfuerzos que puede resistir la madera de fibra recta, libre de defectos, bajo carga de duración "normal", es decir 10 años y en condición verde.

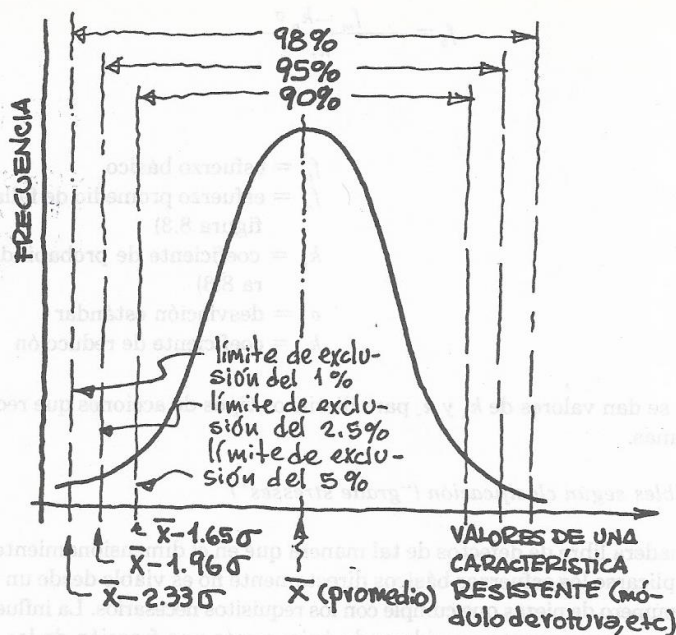


FIGURA 8.3 Propiedades de la distribución normal o de Gauss

ta el número, posición y dirección de los nudos y rajaduras. Los reglamentos establecen varias calidades ("grades" en la terminología inglesa) de acuerdo con la importancia de los defectos. Las normas inglesas (8.10), por ejemplo, hasta hace poco fijaban cuatro calidades. Los esfuerzos permisibles ("grade stresses" en inglés) para cada una de las cuatro calidades se obtienen multiplicando los esfuerzos básicos por los siguientes factores de reducción: 0.75, 0.65, 0.5, 0.4. Los factores de reducción se determinan de acuerdo con los dictados de la experiencia y los resultados disponibles de ensaye a escala natural. En la última versión de las normas inglesas para clasificación de madera (8.11) se han reducido las calidades a dos.

Los manuales suelen contener tablas de esfuerzos básicos y de esfuerzos permisibles para diversas especies o grupos de especies según las calidades establecidas. En algunos casos la influencia del contenido de humedad se tiene en cuenta proponiendo dos juegos de esfuerzos permisibles, según se trate de madera húmeda o madera seca. (Se considera "seca" la madera que tiene un contenido de humedad dado, que varía de 12% a 19% según la norma.) También se da a veces un juego de valores para madera verde con un factor para incrementar estos valores si la madera se va a utilizar en condición seca. El enfoque inverso a éste también es posible.

Los procedimientos que se utilizan para clasificar la madera se comentan con algún detalle en la sección 8.4.

Ajustes diversos.

En algunas situaciones es necesario efectuar determinados ajustes a los esfuerzos permisibles. A continuación se indican algunos de los más importantes.

Ajustes por duración de la carga.— Los esfuerzos permisibles suelen corresponder a carga permanente o a carga de duración "normal". La influencia de la duración de la carga puede apreciarse en la gráfica propuesta por el Forest Products Laboratory de los Estados Unidos (figura 8.4). De acuerdo con lo indicado en la gráfica mostrada en esta figura parecería posible incrementar los esfuerzos permisibles para cargas

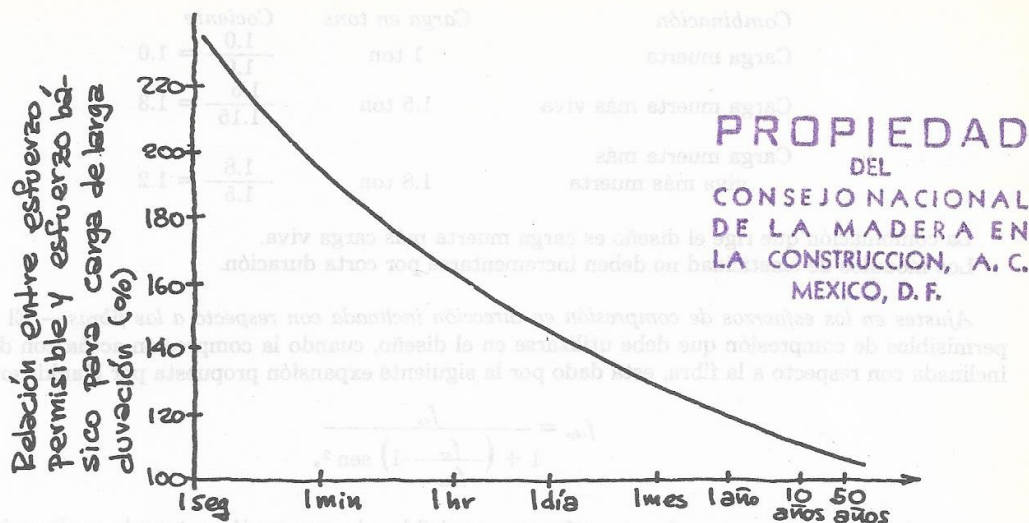


FIGURA 8.4 Efecto duración carga (según el Forest Products Laboratory (EEUU))

de corta o mediana duración. Sin embargo, la elección del factor de incremento adecuado no es fácil puesto que en la mayoría de los casos los elementos estructurales están sometidos a combinaciones de carga de distintas duraciones.

Las NTC permiten incrementar los esfuerzos permisibles en los porcentajes indicados en la tabla 8.2.

TABLA 8.2 Factores por duración de carga.

Combinación de carga

Carga muerta	1.00
Carga muerta más carga viva	1.15
Carga muerta más carga viva más viento o sismo	1.50
Carga muerta más carga viva más impacto	2.00

Para determinar la combinación más desfavorable las NTC recomiendan que se aplique la siguiente regla:

“Para cada combinación probable de cargas calcúlese el cociente $\Sigma P_i/k_i$ donde ΣP_i es la suma de las cargas de la combinación i , y k_i es el factor de incremento correspondiente a la combinación i . La combinación más desfavorable es la correspondiente al cociente máximo.”

Para ilustrar esta regla las NTC dan el siguiente ejemplo. Considérese que en el extremo de una viga de madera en voladizo actúa una carga concentrada que para las distintas combinaciones tiene los siguientes valores:

Combinación	Carga en tons	Cociente
Carga muerta	1 ton	$\frac{1.0}{1.0} = 1.0$
Carga muerta más viva	1.5 ton	$\frac{1.5}{1.15} = 1.3$
Carga muerta más viva más muerta	1.8 ton	$\frac{1.8}{1.5} = 1.2$

La combinación que rige el diseño es carga muerta más carga viva.

Los módulos de elasticidad no deben incrementarse por corta duración.

Ajustes en los esfuerzos de compresión en dirección inclinada con respecto a las fibras.— El esfuerzo permisibles de compresión que debe utilizarse en el diseño, cuando la compresión actúa con dirección inclinada con respecto a la fibra, está dado por la siguiente expansión propuesta por Hankinson.

$$f_{c\theta p} = \frac{f_{cp}}{1 + \left(\frac{f_{cp}}{f_{cnp}} - 1 \right) \sin^2 \theta}$$

en donde

$f_{c\theta p}$ = esfuerzo permisible a la compresión actuando en dirección θ respecto a las fibras

f_{cp} = esfuerzo permisible a la compresión en dirección paralela a las fibras

f_{cnp} = esfuerzo permisible a la compresión en dirección perpendicular a las fibras

θ = ángulo entre la dirección de la fibra y la fuerza aplicada

En la figura 8.5 se muestra una situación en que debe hacerse este tipo de ajuste. La gráfica desarrollada por Scholten facilita el empleo de la fórmula. Esta gráfica suele reproducirse en los textos y manuales de estructuras de madera. Véase por ejemplo la gráfica A.2.3 de la referencia 8.7 y el Apéndice J de la referencia 8.29.

Ajuste por otros factores.— El efecto de la forma y el peralte de la sección en elementos sometidos a flexión se comenta en relación con el dimensionamiento de vigas. Otros factores que implican ajustes en los esfuerzos permisibles son los efectos de la temperatura, de la fatiga y algunos aspectos del dimensionamiento de elementos estructurales particulares,

8.2.2 Determinación de esfuerzos permisibles a partir del análisis estadístico de pesos específicos

Se han desarrollado procedimientos para determinar esfuerzos básicos y esfuerzos permisibles que se basan en la relación existente entre las propiedades mecánicas y los pesos específicos de la madera. Estos procedimientos se describen con detalle en la referencia 8.3. No son de uso común porque son escasos los estudios estadísticos de densidades de especies diferentes.

8.2.3 Determinación de esfuerzos permisibles a partir del ensaye de piezas de tamaño comercial

El método actual de determinar esfuerzos permisibles a partir del ensaye de piezas pequeñas libres de defectos, que se describió en la sección 8.2.1, ha sido criticado recientemente por varios investigadores (8.8, 8.9). La objeción esencial es que el procedimiento de establecer esfuerzos permisibles corrigiendo los esfuerzos básicos por medio de una serie de factores para tener en cuenta los efectos de la presencia de defectos, la humedad, la duración de la carga y otros, no ha sido verificado adecuadamente por el ensaye de piezas de tamaño comercial en condiciones realistas de uso. Algunas investigaciones recientes (8.8, 8.9,

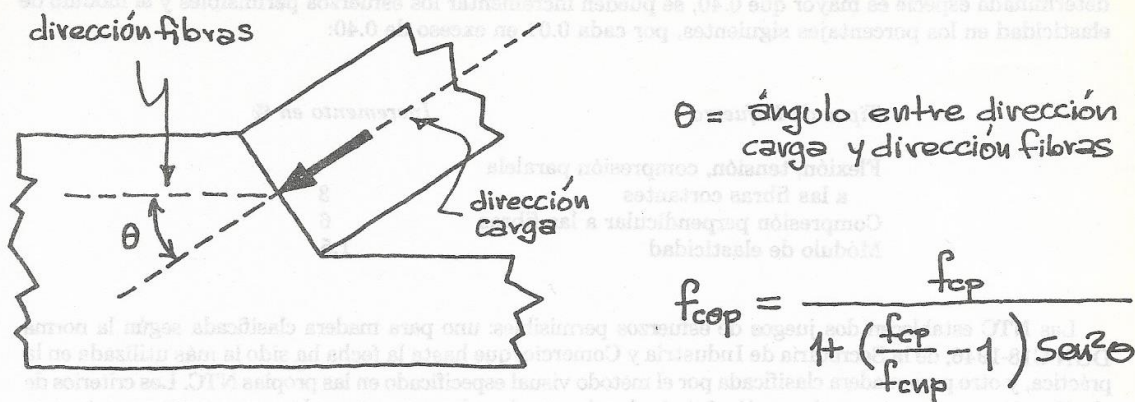


FIGURA 8.5 Situación en que es aplicable la fórmula de Hankinson

8.33) parecen indicar que los métodos actuales son en general conservadores además de conducir a niveles de seguridad variables. Como procedimiento alternativo se ha propuesto determinar los esfuerzos permisibles a partir del ensaye de piezas de tamaños comerciales de tal manera que los resultados reflejen directamente la influencia de defectos y demás factores que afectan la resistencia de la madera. Los ensayos podrían hacerse por piezas clasificadas previamente con el fin de obtener juegos de esfuerzos permisibles para cada una de las calidades adoptadas.

8.2.4 Módulo de elasticidad

El módulo de elasticidad puede calcularse a partir de ensayos de flexión de piezas pequeñas libres de defectos. Los valores obtenidos no se afectan de factores de seguridad. Suelen determinarse dos valores: un valor medio y un valor mínimo. El valor medio, que es la media aritmética de los ensayos realizados, puede utilizarse para el cálculo de deflexiones, a veces con ciertas restricciones que dependen de la posibilidad de que varios miembros actúen conjuntamente para soportar una carga dada. El valor mínimo es un valor tal que la probabilidad de que resulte un valor menor sea de 1 en 100 ó de 5 en 100 (según el reglamento). Se emplea en cálculos de efectos de esbeltez, ρ de estabilidad lateral, y, según algunas normas como las NTC, para el cálculo de deflexiones de elementos aislados.

8.3 ESFUERZOS PERMISIBLES SEGUN LAS NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS PARA MADERA DEL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL (8.2)

Como se indicó en las secciones 8.1.3 y 8.1.5, el método de dimensionamiento adoptado en las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (NTC) es el de esfuerzos permisibles. Teniendo en cuenta que en la práctica es frecuente carecer de información sobre la especie de la madera adquirida para determinado propósito y que aun en el caso de conocer la especie no suele contarse con datos adecuados sobre sus propiedades mecánicas, se han propuesto unos esfuerzos permisibles aplicables a cualquier especie de madera siempre que el peso específico (o densidad relativa) sea superior a 0.35. Los valores dados se obtuvieron con base en los datos disponibles de las especies más comúnmente utilizadas para fines estructurales. El análisis estadístico de los datos se efectuó mediante procedimientos semejantes a los descritos en la sección 3.2.1, considerando un límite de exclusión del 1%. Evidentemente los esfuerzos permisibles establecidos en esta forma son bastante conservadores ya que rigen las características de las especies menos resistentes. Sin embargo, las NTC indican que pueden usarse valores superiores siempre que se demuestre que se cumple con los requisitos de seguridad que establece el Reglamento. Por otra parte, según los Comentarios a las NTC, si se demuestra que el peso específico para

determinada especie es mayor que 0.40, se pueden incrementar los esfuerzos permisibles y el módulo de elasticidad en los porcentajes siguientes, por cada 0.01 en exceso de 0.40:

<i>Tipos de Esfuerzo</i>	<i>Incremento en %</i>
Flexión, tensión, compresión paralela a las fibras cortantes	3
Compresión perpendicular a las fibras	6
Módulo de elasticidad	1.5

Las NTC establecen dos juegos de esfuerzos permisibles: uno para madera clasificada según la norma DGN C18-1946, de la Secretaría de Industria y Comercio, que hasta la fecha ha sido la más utilizada en la práctica, y otro para madera clasificada por el método visual especificado en las propias NTC. Los criterios de clasificación se comentan en la sección 8.4. Ambos juegos de valores corresponden a carga permanente y un contenido de humedad igual o superior a 18%. Cuando el contenido de humedad es inferior a 18% los esfuerzos permisibles pueden aumentarse en un 10 por ciento para flexión y tensión, en un 20% para compresión paralela a las fibras y en un 50% para compresión perpendicular a las fibras. No se permite incrementar los esfuerzos cortantes porque se considera que el secado puede producir rajaduras en los extremos que afectan la resistencia a este tipo de esfuerzo. El módulo de elasticidad se puede incrementar en un 10 por ciento. Cuando un elemento estructural se instale en condición verde cambiando en servicio a un contenido de humedad menor del 18% o viceversa, se recomienda diseñar con base a esfuerzos y dimensiones finales de acuerdo con el contenido de humedad que tendrá en servicio y considerando el valor mínimo del módulo de elasticidad en condición verde. Para elementos con dimensiones transversales mayores de 15×15 cms se indica que se usen los esfuerzos para la madera en condición verde.

Si la madera ha sido sometida a un tratamiento de impregnación por presión a temperatura se recomienda que los esfuerzos permisibles se reduzcan en un 10%.

Los esfuerzos permisibles para la madera clasificada según la norma DGN C 18-1946 se dan en la tabla 8.3.

TABLA 8.3 Esfuerzos permisibles para acciones permanentes, condición verde (contenido de humedad igual o superior a 18%), clasificación según DGN C18-1946

<i>Solicitud</i>	<i>Selecta</i>	<i>Primera</i>	<i>Segunda</i>	<i>Tercera</i>
Flexión y tensión	80	60	30	20
Compresión paralela a la fibra	70	50	25	17
Compresión perpendicular a la fibra	14	14	9	7
Cortante paralelo a la fibra	14	14	7	5
Módulos de elasticidad ($\times 10^3$)				
medio	70	70	70	70
mínimo	40	40	40	40

Los esfuerzos permisibles para madera clasificada según las NTC se dan en la tabla 8.4. Siguiendo un enfoque semejante al de las normas inglesas (8.10), se establecen cuatro calidades: V-75, V-65, V-50, y V-40. Los números indican el porcentaje de los esfuerzos básicos que debe tomarse para cada calidad.

TABLA 8.4 Esfuerzos permisibles para acciones permanentes, condición verde (contenido de humedad igual o superior a 18%), clasificación visual según NTC

Solicitación	V-75	V-65	V-50	V-40
Flexión y tensión	80	70	50	40
Compresión paralela a la fibra	60	50	50	30
Compresión perpendicular a la fibra	12	12	11	11
Cortante paralelo a la fibra	11	9	7	6
Módulos de elasticidad ($\times 10^3$)				
medio	70	70	70	70
mínimo	40	40	40	40

8.4 CLASIFICACION DE LA MADERA

8.4.1 Observaciones generales

Los reglamentos suelen clasificar la madera de acuerdo con la importancia de los defectos naturales que exhibe. En general se consideran las siguientes características:

- Pendiente de las fibras
- Fisuras o rajaduras
- Nudos
- Gemas, las partes redondeadas de los troncos que a veces aparecen en las aristas de la madera aserrada
- Rapidez de crecimiento, medida con el número de anillos por unidad de longitud paralela a un radio

La influencia de estas características sobre la resistencia de la madera depende de su naturaleza, tamaño y posición así como del tipo de acción considerado.

Existen dos formas de clasificar la madera: los métodos visuales, hasta la fecha los más comunes, y los métodos mecánicos, cuyo uso se está empezando a generalizar.

Los reglamentos de los diversos países dan reglas para clasificación que suelen diferir bastante entre sí. Así por ejemplo, las normas suecas establecen seis calidades mientras que las mexicanas consideran cuatro y la última versión de las inglesas, sólo dos. La aplicación rigurosa de reglas de clasificación visual implica la inspección visual de todas las piezas por personal capacitado. Cuanto más elaboradas las reglas y mayor el número de calidades tanto más alto será el costo de clasificación. Esto conduce a que con frecuencia, en la práctica, la clasificación se haga con poco rigor. Por ello parece conveniente tender a reglas realistas, sencillas de aplicar y a un número reducido de calidades, de manera que se pueda confiar en su aplicación efectiva. En las referencias 8.6, 8.10, 8.11, 8.12 y 8.13 se describen con detalle las reglas de clasificación de diversos reglamentos.

Los inconvenientes de clasificar la madera por medios visuales son obvios. Se requiere un número relativamente alto de personal adecuadamente entrenado. Es difícil lograr uniformidad en las clasificaciones porque es difícil evitar consideraciones subjetivas. Por último escapan a la observación visual la influencia de características tales como la densidad, que es variable y puede hacer que una pieza que tenga más nudos que otra tenga mayor resistencia por su mayor densidad.

Para evitar las desventajas de la clasificación visual en los últimos años se han desarrollado métodos de clasificación mecánica. Las máquinas utilizadas en la clasificación mecánica se basan en el hecho de que existe una correlación directa entre la deformación bajo una carga dada de una pieza que exhibe de-

fectos naturales y la resistencia última de la pieza; es decir, existe una relación directa entre la rigidez (módulo de elasticidad) y la resistencia (módulo de rotura) de la madera con defectos. Las máquinas que se han ideado permiten efectuar ensayos no destructivos sobre piezas individuales que consisten en la aplicación de una carga pequeña aplicada sobre tramos pequeños de una pieza al ir pasando ésta por la máquina, que registra la deflexión máxima. El módulo de elasticidad puede determinarse a partir de esta deflexión máxima y puesto que se conoce la relación entre el módulo de elasticidad y el módulo de rotura puede predecirse la resistencia última de cada pieza. Una ventaja de la clasificación mecánica es que puede aplicarse a maderas de cualquier especie puesto que la relación entre módulo de elasticidad y módulo de rotura parece ser independiente de la especie. Un inconveniente es el hecho de que la prueba no refleja el efecto de defectos sobre la resistencia a cortante. En las referencias 8.11 y 8.14 a 8.17 se puede encontrar información sobre la clasificación mecánica de la madera.

Parece clara la tendencia a un uso creciente de métodos de clasificación mecánica de la madera. Sin embargo, todavía predominan los métodos de clasificación visual, entre otras razones, por el costo del equipo. En México, dado el tamaño relativamente modesto de la mayoría de los aserraderos quizá no se justifique la inversión en máquinas clasificadoras y es de esperar que la clasificación visual sea el método comúnmente utilizado durante algún tiempo. En los incisos siguientes se describen los dos métodos de clasificación visual que reconocen las NTC.

8.4.2 Clasificación según la norma DGN C 18-1946 de la Secretaría de Industria y Comercio (8.18)

Esta norma, que ha sido la tradicionalmente utilizada en el comercio de la madera, se refiere en particular a tablas y tabloncillos de ocote. Clasifica la madera en cinco grupos: madera selecta, madera de primera, madera de segunda, madera de tercera y madera de desecho. Las NTC indican que cuando se use madera estructural en forma permanente, no se empleará con calidad inferior a la segunda.

La clasificación propuesta considera nudos, fisuras y bolsas de resina, pero sin tomar en cuenta la influencia de su posición sobre el comportamiento estructural de la pieza.

Así considera esencialmente requisitos de aspecto más que de resistencia. Los requisitos principales que debe reunir la madera selecta son los siguientes:

- a) No tener nudos
- b) Color uniforme
- c) No tener rajaduras, bolsas de resina ni partes podridas
- d) Las dimensiones deben ser las acordadas entre vendedor y comprador
- e) Humedad no mayor del 10% del peso total

Los principales requisitos que debe reunir la madera de tercera son los siguientes:

- a) Vetas de resina grandes, pero cuya superficie total en una cara no pase de 1/4 de la superficie de la misma cara.
- b) Bolsas de resina de anchura inferior a 10 mm y longitud inferior a 300 mm.
- c) Cambios de color que afecten superficies inferiores a la cuarta parte de la superficie de la cara correspondiente.
- d) Partes podridas en superficies interiores a un sexto del ancho y un sexto de la longitud siempre que se encuentren en los extremos.
- e) Rajaduras inferiores a 252 mm de largo.
- f) Se admiten nudos siempre que la suma de sus anchos no exceda del ancho de la cara.

Los requisitos correspondientes a las calidades primera y segunda son intermedios a los de las dos calidades extremas que se acaban de describir.

8.4.3 Clasificación visual según las NTC

El procedimiento alternativo de clasificación visual propuesto en las NTC, que está inspirado en las normas inglesas (8.10), tiene en cuenta la influencia de defectos sobre el comportamiento estructural de la

madera de una manera más efectiva que la norma DGN C18-1946. Sin embargo por el momento no es de uso general. Los requisitos que debe reunir cada una de las cuatro calidades establecidas se resumen en las tablas 8.5 y 8.6 y en la figura 8.6. Puede considerarse una quinta calidad, V-100, que correspondería a madera totalmente libre de defectos. Las reglas de clasificación propuestas consideran los siguientes aspectos:

- Tamaño y posición de nudos
- Rapidez de crecimiento, medida en el número de anillos en una longitud de cinco centímetros
- Tamaño de las fisuras o rajaduras
- Inclinación de la fibra
- Tamaño de las gemas

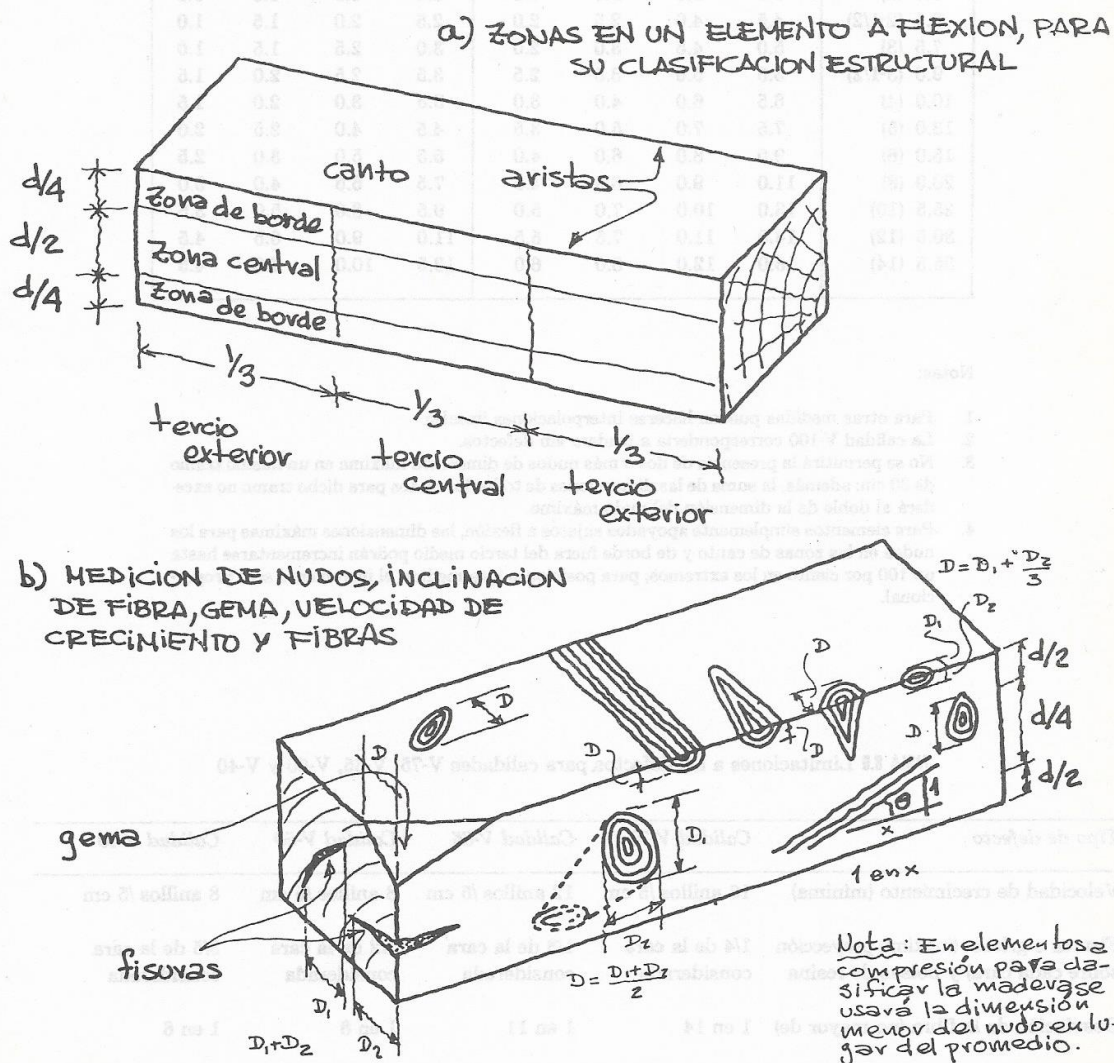


FIGURA 8.6 Datos para clasificación de madera según las NTC

TABLA 8.5 Dimensiones máximas permisibles de los nudos presentes en un elemento estructural, en cm

Dimensión nominal de la cara considerada	Nudos en el canto y en la zona central para elementos en flexión y en cualquier cara para elementos en compresión				Nudos en la zona de borde para elementos en flexión y en cualquier cara para elementos en tensión			
cm (pulg)	V-40	V-50	V-65	V-75	V-40	V-50	V-65	V-75
2.5 (1)	2.0	2.0	1.5	1.0	1.0	0.5	-	-
3.8 (1-1/2)	3.0	2.5	2.0	1.0	1.5	1.0	0.5	-
5.0 (2)	3.5	3.0	2.0	1.5	2.0	1.5	1.0	0.5
6.5 (2-1/2)	4.5	4.0	2.5	2.0	2.5	2.0	1.5	1.0
7.5 (3)	5.0	4.5	3.0	2.0	3.0	2.5	1.5	1.0
9.0 (3-1/2)	5.5	5.0	3.5	2.5	3.5	2.5	2.0	1.5
10.0 (4)	6.5	6.0	4.0	3.0	3.5	3.0	2.0	1.5
13.0 (5)	7.5	7.0	5.0	3.5	4.5	4.0	2.5	2.0
15.0 (6)	9.0	8.0	6.0	4.0	5.5	5.0	3.0	2.5
20.0 (8)	11.0	9.0	6.5	4.5	7.5	6.5	4.0	3.0
25.5 (10)	13.0	10.0	7.0	5.0	9.5	8.0	5.0	3.5
30.5 (12)	14.0	11.0	7.5	5.5	11.0	9.0	6.5	4.5
35.5 (14)	15.0	12.0	8.0	6.0	12.5	10.0	7.0	4.5

Notas:

1. Para otras medidas pueden hacerse interpolaciones lineales.
2. La calidad V-100 correspondería a madera sin defectos.
3. No se permitirá la presencia de dos o más nudos de dimensión máxima en un mismo tramo de 30 cm; además, la suma de las dimensiones de todos los nudos para dicho tramo no excederá al doble de la dimensión del nudo máximo.
4. Para elementos simplemente apoyados sujetos a flexión, las dimensiones máximas para los nudos en las zonas de canto y de borde fuera del tercio medio podrán incrementarse hasta un 100 por ciento en los extremos; para posiciones intermedias, el incremento será proporcional.

TABLA 8.6 Limitaciones a los defectos para calidades V-75, V-65, V-50 y V-40

Tipo de defecto	Calidad V-75	Calidad V-65	Calidad V-50	Calidad V-40
Velocidad de crecimiento (mínima)	16 anillos /5 cm	12 anillos /5 cm	8 anillos /5 cm	8 anillos /5 cm
Fisuras o grietas (máxima proyección sobre cada cara) y bolsas de resina	1/4 de la cara considerada	1/3 de la cara considerada	1/2 de la cara considerada	3/5 de la cara considerada
Desviación de la fibra (no mayor de)	1 en 14	1 en 11	1 en 8	1 en 6
Gema en cada cara (no mayor de)	1/8 de la cara considerada	1/8 de la cara considerada	1/4 de la cara considerada	1/4 de la cara considerada

8.5 DIVERSOS REGLAMENTOS APLICADOS EN MEXICO

Se presentan a continuación algunos comentarios sobre diversos reglamentos de madera que se han utilizado en México.

8.5.1 Estructuras de madera, capítulo XXVII del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, versión de 1966 (8.19)

Este Reglamento especifica esfuerzos permisibles y módulos de elasticidad en función del peso específico de la madera seca, γ . No se indica si el peso específico está referido al volumen verde o al volumen seco. En caso de no contar con información sobre pesos específicos se recomienda que se tome $\gamma = 0.4$. En la tabla 8.7 se dan los valores recomendados para madera seca de primera calidad según la norma DGN C18-1946, y para cargas de larga duración. Se proporcionan factores de corrección para tener en cuenta otras condiciones. Este formato de reglamento, basado en la correlación entre peso específico y propiedades mecánicas de la madera, ofrece la ventaja de poder aplicarse sin necesidad de conocer la especie de la madera en cuestión. Debe señalarse que existen algunas dudas respecto a la validez de las expresiones particulares dadas en la tabla 8.7, entre otras razones por la incertidumbre en cuanto al significado de γ

TABLA 8.7 Esfuerzos permisibles para madera seca de primera (DGN C18-1946) según Reglamento DDF-1966 (aplicables para cargas de larga duración.)

CONCEPTO	Valor en kg/cm ²		
	Para cualquier valor de γ		Para $\gamma = 0.4$
Esfuerzo en flexión o tensión, simple	196	$\gamma^{1.25}$	60
Módulo de elasticidad en flexión o tensión simple	196 000	γ	79 000
Esfuerzo en compresión paralela a las fibras	143	γ	57
Esfuerzo en compresión perpendicular a las fibras	54.5	$\gamma^{2.25}$	7
Módulo de elasticidad en compresión	238 000	γ	95 000
Esfuerzo cortante	35	$\gamma^{1.25}$	10

8.5.2 Especificaciones para estructuras de madera de la Secretaría de Obras Públicas, 1968 (8.20)

Estas especificaciones se basan esencialmente en las normas americanas aunque en algunos aspectos se refieren a las normas alemanas DIN. Los esfuerzos permisibles propuestos en ellas están basados en los resultados de algunas pruebas a la rotura efectuadas en los laboratorios de la Secretaría de Obras Públicas en varias especies de madera del país. El promedio de esos resultados se afectó de un coeficiente de reducción para determinar los esfuerzos unitarios básicos en madera sin defectos. El coeficiente de reducción se obtuvo por comparación con los valores correspondientes a maderas de la misma especie de los Estados Unidos. Los esfuerzos permisibles se determinaron haciendo correcciones de acuerdo con los defectos admitidos en las diversas calidades dadas en la norma DGN C18-1946. En la tabla 8.8, se resumen los esfuerzos recomendados en las especificaciones de la Secretaría de Obras Públicas. Son aplicables para estructuras en ambiente seco sometidas a cargas de duración normal (10 años). Para otras condiciones se dan factores de corrección.

8.5.3 Propuesta de Reglamento de Construcciones para la Secretaría de Obras Públicas, 1975 (8.21)

Las normas para estructuras de madera de este Reglamento son muy parecidas a las propuestas en el actual Reglamento del Distrito Federal (8.1, 8.2). Difieren de éstas en que sólo se admite un juego de valores permisibles: el correspondiente a madera clasificada de acuerdo con la norma DGN-C18-1946.

TABLA 8.8 Esfuerzos permisibles según Especificaciones SOP-1968. Estructuras en ambiente seco bajo cargas de duración normal (10 años). (Unidades: kg/cm²)

E S P E C I E	Calidad	PARALELAMENTE A LA FIBRA				Comp. normal a la fibra	Módulo de elasticidad
		Flex.	Tens.	Comp.	Cort.		
Pino blanco (<i>P. arizonica</i>)	1a.	80	65	60	6	18	85 000
Pino lacio (<i>P. michoacana</i>)	2a.	60	55	50	6	18	
Pino ayacahuite Pino prieto (<i>P. chihuahuana</i>) (<i>P. douglasiana</i>)							
Pino real (<i>P. engelmanni</i>) (<i>P. herrerae</i>)	1a.	90	75	70	8.0	20	90 000
(<i>P. ortiguillo</i>) (<i>P. lawsoni</i>)	2a.	70	65	60	8.0	20	90 000
Chalmaite blanco (<i>P. montezumae</i>) (<i>P. pseudostrobus</i>) (<i>P. strobus chiapensis</i>)							
Cedro							
Pino chino Ocote chino (<i>P. leiophylla</i>) (<i>P. lumholtzii</i>)	1a.	100	85	80	9	20	100 000
	2a.	75	70	65	9	20	100 000
Pino blanco (<i>P. durangensis</i>)	1a.	110	90	85	9	25	100 000
Pinabete	2a.	85	75	70	9	25	100 000
Bari (<i>Cordia gerascanthus</i>)	1a.	130	110	100	10	30	100 000
	2a.	100	95	80	10	30	
Cocoite (<i>Gliricida sepium</i>)							
Dzalán (<i>Lisyloma babamenesis</i>)	1a.	120	100	95	10	25.5	100 000
Guayacán (<i>Guaiacum officinale</i>)	2a.	90	85	75	10	25.5	
Jobo (<i>Spondias lutea</i>)							
Encino	1a.	120	100	95	10	25	100 000
	2a.	90	85	75	10	25.5	
Huapaque (<i>Ostrya guatemaliensis</i>)	1a.	150	125	115	12	30	110 000
	2a.	110	105	95	12	30	
Zapotillo (<i>Frythroxylon ellipticum</i>)	1a.	135	110	100	10	25	110 000
	2a.	100	95	80	10	25	

8.5.4 Recomendaciones del Laboratorio de Ciencia y Tecnología de la Madera (8.34)

El Laboratorio de Ciencia y Tecnología de la Madera del Instituto Nacional de Investigaciones sobre Recursos Bióticos ha propuesto un juego de valores de esfuerzos permisibles aplicables a maderas de pino de cualquier especie (tabla 8.9). Estos valores, que tienen en cuenta información no disponible cuando se formularon las NTC son menos conservadores que los sugeridos en dichas normas. Se obtuvieron usando resultados de pruebas de piezas pequeñas libres de defectos de pinos mexicanos y extranjeros. Dada la escasez de datos sobre valores promedio de las resistencias de los pinos mexicanos se recurrió al auxilio de correlaciones entre peso específico y resistencia, involucrando valores de pinos extranjeros.

Los esfuerzos permisibles de la tabla 8.9 son aplicables a madera con un contenido de humedad inferior a 19%. Para contenidos de humedad superiores deben hacerse reducciones.

Como puede apreciarse en la tabla 8.9, se prevén cuatro calidades. Estas calidades se basan en una clasificación visual que toma en cuenta la influencia de defectos sobre el comportamiento estructural de la madera en forma semejante a las prácticas usuales en los Estados Unidos y Canadá. Las reglas de clasificación que deben seguirse se exponen con detalle en la referencia 8.34.

TABLA 8.9 Esfuerzos permisibles según el Laboratorio de Ciencia y Tecnología de la Madera (INIREB) (Aplicables a maderas de pino con contenidos de humedad menores del 19 por ciento.)

Grupo	Esfuerzo en flexión estática, F_b		Esfuerzo en compresión paralela a la fibra F_{cp} (kg/cm ²)	Esfuerzo en compresión perpendicular a la fibra F_{cn} (kg/cm ²)	Esfuerzo en corte paralelo a la fibra F_v (kg/cm ²)	Módulo de elasticidad, E (x 1000) (kg/cm ²)
	Miembros aislados (kg/cm ²)	Miembros en conjunto (kg/cm ²)*				
Selecta	100	115	60	30	5.5	100
R.B.1	85	100	55	30	5.5	100
R.B.2	70	80	45	30	5.5	90
R.B.3	40	45	30	30	5.5	85

* Para tres o más miembros que resisten una carga común distribuida entre ellos.

REFERENCIAS

- 8.1 "Requisitos de seguridad y servicio para las estructuras: Título IV del Reglamento de Construcción para el Distrito Federal", *Instituto de Ingeniería (UNAM)*, México, D. F., julio 1977.
- 8.2 "Diseño y construcción de estructuras de madera: Norma Técnica Complementaria del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal". *Instituto de Ingeniería (UNAM)*, México, D. F., 1977.
- 8.3 ASTM Designation D143, "Standard Methods for Establishing Clear Wood Strength Values", ASTM (ver última edición del "Book of ASTM Standards", Part 16).
- 8.4 ASTM Designation D 1555, "Standard Methods for Establishing Clear Wood Strength Values", ASTM (ver última edición del "Book of ASTM Standards", Part 16).
- 8.5 ASTM Designation D2915, "Standard Method for Evaluating Allowable Properties for Grades of Structural Lumber", (ver última edición del "Book of ASTM Standards", Part 16).
- 8.6 L.G. Booth y P. O. Reece, "The Structural Use of Timber, a Commentary on the British Standard Code of Practice CP 112", *E. and F. N. Spon, Ltd.*, Londres, 1967.
- 8.7 G. Gurfinkel, "Wood Engineering", *Southern Forest Products Association*, Nueva Orleans, 1973.
- 8.8 B. Madsen, "In Grade Testing-Problem Analysis", *Forest Products Journal*, abril 1978.
- 8.9 B. Madsen, "Strength Values for Wood and Limit States Design", *Canadian Journal of Civil Engineering* No. 3, 1975.
- 8.10 CP 112: Part 2, "The structural use of timber. Metric Units", *British Standards Institution*, Londres, 1971.

- 8.11 BS 4978, "Timber grades for structural use", *British Standards Institution*, Londres, 1973.
- 8.12 ASTM Designation D245-70, "Standard Methods for Establishing Structural Grades and Related Allowable Properties for Visually Graded Lumber", (ver última edición del Book of ASTM standards, Part 16).
- 8.13 "Standards Grading Rules for Canadian Lumber", Overseas Edition, *Canadian National Lumber Grades Authority*, Ottawa, 1970.
- 8.14 J. G. Sunley y W. T. Curry, "A machine to stress-grade timber", *Timber Trades Journal*, 241 (4472), 14, 1962.
- 8.15 J. G. Sunley y W. M. Hudson, "Machine-grading of lumber in Britain", *Forest Products Journal*, 14, 1964.
- 8.16 W. T. Curry, "Mechanical stress-grading of timber", Timberlab paper No. 18, *Forest Products Research Laboratory, Princess Risborough, Bucks., Inglaterra*, 1969.
- 8.17 W. L. Galligan, D. V. Snodgrass, "Machine Stress Rated Lumber: Challenge to Design", *Journal of the Structural Division, ASCE*, Vol. 96, No. ST12, Proc. Paper 7772, diciembre 1970.
- 8.18 "Norma oficial de calidad para tablas y tabloncillos de ocote", DGN-C18-1946.
- 8.19 "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, México, D. F., 9 de febrero 1966
- 8.20 Dirección General de Proyectos de Vías Terrestres, "Especificaciones para estructuras de madera" *Secretaría de Obras Públicas, México, D. F.*, 1968.
- 8.21 "Reglamento de Construcciones", propuesta *Secretaría de Obras Públicas, México, D. F.*, 1975.
- 8.22 "BS 373: 1957, "Testing small clear specimens of timber", *British Standards Institution*, Londres, 1957.
- 8.23 ASTM D2555, "Establishing Clearwood Strength Values" (ver la última edición del "Book of ASTM Standards", Part 16).
- 8.24 "CEB-FIP Model Code for Concrete Structural", *Cement and Concrete Association*, Wexham Springs, Slough, Inglaterra, 1978.
- 8.25 E. Sigalov y S. Strongin, "Reinforced Concrete", *Foreign Language Publishing House*, Moscú, 1962.
- 8.26 "National Building Code of Canada", *National Research Council of Canada*, Ottawa, 1975.
- 8.27 "CP 110: The Structural Use of Concrete", *British Standards Institution*, Londres, 1972.
- 8.28 J. G. Sunley, "Code for the structural use of timber", *Journal of the Institute of Wood Science*, Vol 8, No. 4 (issue 40), diciembre 1979.
- 8.29 "National Design Specification for Wood Construction", *National Forest Products Association*, Washington, 1977.
- 8.30 R. G. Sexsmith y S. P. Fox, "Limit States Design Concepts for Timber Engineering", *Forest Products Journal*, Vol. 128, No. 5, mayo 1978.
- 8.31 R. G. Sexsmith, "Limit States Design for Wood", *Environment Canada Forestry Directorate, Western Products Laboratory*, Vancouver, abril 1976
- 8.32 E. N. Aplin y F. J. Keenan, "Limit States Design in Wood: A Canadian Perspective", *Forest Products Journal*, Vol. 27, julio 1977.
- 8.33 J. C. Centeno, "Esfuerzos de trabajo y grupos estructurales para maderas venezolanas", *Laboratorio Nacional de Productos Forestales*, Mérida, Venezuela, 1978.
- 8.34 R. Dávalos S., F.F. Wangaard y R. Echenique M., "Clasificación de la madera de pinos mexicanos", No. 2 de la serie "Madera y su uso en la construcción", *Laboratorio de Ciencia y Tecnología de la Madera, Instituto Nacional de Investigaciones sobre Recursos Bióticos*, Jalapa, 1977.
- 8.35 Working group W18—Timber Structures, "CIB Structural Design Code", *Conseil International du Bâtiment*, Rotterdam, agosto 1980.
- 8.36 G.G. Karlsen editor, "Wooden Structures", *MIR Publishers*, Moscú, 1967.

9. DIMENSIONAMIENTO DE MIEMBROS ESTRUCTURALES DE MADERA

PROPIEDAD
DEL
CONSEJO NACIONAL
DE LA MADERA EN
LA CONSTRUCCION, A.C.
MEXICO, D.F.

9.1 INTRODUCCION

Se reseñan en este capítulo los principios fundamentales del dimensionamiento de miembros estructurales sencillos de madera maciza sometidos a las acciones o combinaciones de acciones más comunes. La aplicación de estos principios se ilustra con ejemplos. En general se han seguido las recomendaciones y notaciones de las Normas Técnicas para Madera del Reglamento de las Construcciones para el Distrito Federal (NTC) (9.1). Los lectores familiarizados con otras normas y reglamentos fácilmente pueden seguir el desarrollo de los ejemplos ilustrativos, ya que los procedimientos de dimensionamiento empleados son de validez general. Sin embargo, debe notarse que las especificaciones de carga empleadas deben ser congruentes con los criterios con que se hayan establecido los esfuerzos permisibles; la mezcla de recomendaciones de reglamentos diferentes puede conducir a errores graves.

En algunos de los ejemplos se ilustra la forma de escoger los esfuerzos permisibles que deben utilizarse de acuerdo con las condiciones de uso del elemento por diseñar, con base en las recomendaciones de las NTC, que se comentaron en la sección 8.3. En otros, los esfuerzos permisibles, que se supone implican los ajustes apropiados, se dan como dato.

Para mayor sencillez, en los ejemplos se ha supuesto que las dimensiones dadas son las efectivas o finales. En situaciones prácticas deberá tenerse en cuenta las diferencias entre dimensiones nominales y dimensiones efectivas haciendo las reducciones oportunas. Idealmente al diseñar deben considerarse las propiedades geométricas de las piezas correspondientes a las dimensiones que éstas tendrán en las condiciones de uso. Según algunas normas, cuando las dimensiones nominales son las de la madera verde aserrada, que se utilizará con un contenido de humedad bajo y con la superficie cepillada deben hacerse reducciones del orden de 1/4 pulg en dimensiones nominales menores de dos pulg, 1/2 pulg en dimensiones de dos a seis pulg, y 3/4 pulg en dimensiones mayores que seis pulg.

Las dimensiones de las piezas de la mayoría de los ejemplos se basan en el sistema de dimensiones estándar propuesto por R. Dávalos (9.20), que se resumen en el Apéndice A. Este sistema, que da dimensiones efectivas, en condición seca, de piezas aserradas y cepilladas, es semejante al desarrollo por Madson y Centeno (9.21).

El diseño de miembros estructurales de madera se trata ampliamente en las referencias 9.1 a 9.5 y la referencia 9.25. En manuales como los de las referencias 9.6 a 9.10 y la referencia 9.26 pueden encontrarse ayudas de diseño e información complementaria de utilidad.

9.2 MIEMBROS EN TENSION

Los miembros en tensión se presentan principalmente en las armaduras de todo tipo en cuyo diseño es frecuente considerar que las barras que las integran están sometidas únicamente a cargas axiales. También son comunes en distintos tipos de contraventeo.

Como se señaló en la sección 5.3.2, la resistencia de la madera a tensiones perpendiculares a las fibras es considerablemente menor que su resistencia a tensiones paralelas a ellas. Por ello los miembros de madera sujetos a tensión se detallan de manera que los esfuerzos sean paralelos a las fibras. (La condición de tensión transversal se acepta únicamente en conexiones de piezas normales entre sí, donde puede presentarse en forma local.)

La fuerza de tensión de servicio que puede soportar un miembro de madera, se calcula por medio de la expresión

$$T = A_n f_{tp} \quad (9.1)$$

donde T es la tensión que puede soportar el miembro, A_n es el área neta o efectiva de la sección del miembro y f_{tp} es el esfuerzo permisible de tensión paralela a las fibras. El área neta se define como la sección total menos las reducciones por las ranuras o agujeros requeridos para alojar elementos de unión. La capacidad del miembro estará regida por la sección que tenga el área neta mínima. Los esfuerzos permisibles para madera en condición verde recomendados en las NTC (Tablas 8.3 y 8.4) varían de 20 a 80 kg/cm² según la calidad. Las NTC dan los mismos esfuerzos permisibles para flexión que para tensión. Esto no concuerda con los resultados de ensayos que indican que las resistencias a tensión son sólo un 70 por ciento de las resistencias a flexión.

Debe tenerse en cuenta que, con frecuencia, las dimensiones de un miembro en tensión no están determinadas por la resistencia a tensión de la madera sino por los esfuerzos cortantes que se presentan en los detalles de conexión. En la Fig. 9.1 se representa una situación típica. En las conexiones de miembros de armaduras ligeras pueden evitarse las reducciones de capacidad que caracterizan a la mayoría de los detalles de conexión de miembros en tensión, realizando la unión por medio de adhesivos o clavos, o ambos elementos a la vez.

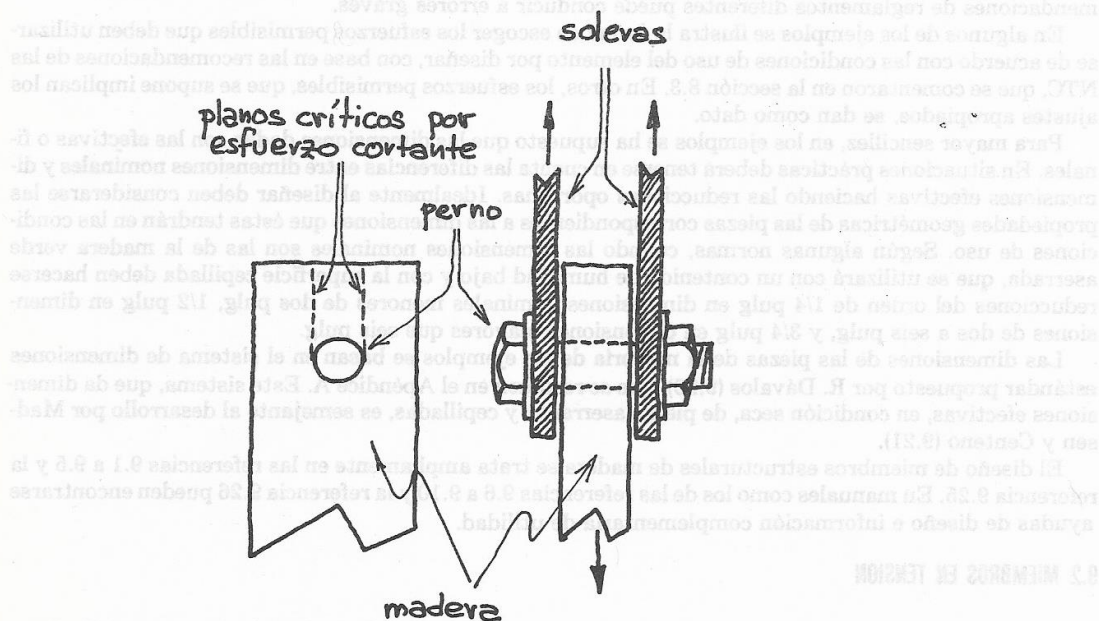
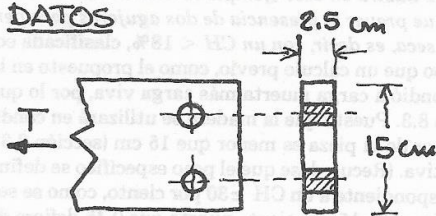


FIGURA 9.1 Conexión de miembro de madera sometido a tensión

EJEMPLO 9.1 CAPACIDAD DE UN MIEMBRO SOMETIDO A TENSION

DATOS



2 agujeros para
pernos de 1 pulg.

MADERA DE PRIMERA EN CONDICION
SECA (DGN C18-1946)

$\gamma = 0,45$

COMBINACION DE CARGAS: VIVA MAS
MUERTA

ENCONTRAR: CAPACIDAD EN TENSION

ESFUERZO PERMISIBLE

Incrementos (Secciones 8.2 y 8.3)

- Por duración de carga: 15%
- Por condición seca: 10%
- Por ser $\gamma > 0,40$: $5 \times 3 = 15\%$

Esfuerzo en condición verde (Tabla 8.3)

Tensión paralela a la fibra: 60 kg/cm^2

Esfuerzo permisible

$$f_{tp} = 60 (1 + 0,15 + 0,10 + 0,15) = 84 \text{ kg/cm}^2$$

CAPACIDAD EN TENSION

Diámetro agujeros = $2,54 + 0,16 = 2,70 \text{ cm}$

Area neta:

$$A_m = 2,5 \times 15 - 2 \times 2,5 \times 2,70 = 24 \text{ cm}^2$$

Capacidad en tensión:

$$T = A_m f_{tp} \quad \text{-----} \quad (9.1)$$

$$T = 24 \times 84$$

$$T = 2016 \text{ kg}$$

Ejemplo 9.1. Capacidad de un miembro sometido a tensión. Se ilustra en este ejemplo la determinación de la capacidad para transmitir tensión de un miembro en el que hay que prever la presencia de dos agujeros para pernos de una pulg de diámetro. La madera utilizada es una madera seca, es decir, con un $CH < 18\%$, clasificada como de primera de acuerdo con la norma DGN C18-1946. Se supuso que un cálculo previo, como el propuesto en la sección 8.2.1, indicó que la combinación de carga crítica correspondió a carga muerta más carga viva, por lo que se consideró un incremento de 15% del esfuerzo dado en la Tabla 8.3. Puesto que la madera se utilizará en condición seca se permite un aumento de 10 por ciento, ya que el grosor de la pieza es menor que 15 cm (sección 8.3). Por último, se supuso conocido el peso específico o densidad relativa. (Recuérdese que el peso específico se define como el determinado a partir del peso anhidro y el volumen correspondiente a un $CH \geq 30$ por ciento, como se señaló en la sección 5.2.1.) Esto permitió hacer un incremento adicional de 15 por ciento puesto que 0.45 defiere de 0.40 en 0.05 (sección 8.3). Siguiendo las recomendaciones de las NTC, el esfuerzo permisible se calculó acumulando los diversos incrementos. Para determinar el área neta se previó una holgura de 0.16 cm respecto al diámetro de los pernos, la máxima admisible según lo indicado en la sección 7.5.2.

9.3 MIEMBROS EN COMPRESION

9.3.1 Consideraciones generales

Los miembros estructurales de madera sometidos esencialmente a compresión se presentan bajo la forma de columnas, miembros de armaduras y puntales. Se construyen de manera que las fibras queden paralelas a los esfuerzos de compresión, ya que la resistencia a este tipo de esfuerzos en sentido perpendicular a las fibras es baja. Los métodos de dimensionamiento descritos están basados en hipótesis elásticas.

Los miembros de madera sometidos a compresión pueden clasificarse en tres tipos:

- a) Macizos
- b) De sección compuesta
- c) De elementos espaciados

Las columnas o miembros macizos están formados por una sola pieza, a veces un tronco de árbol sin labrar (Fig. 9.2-a).

Los miembros de sección compuesta están formados por varias piezas ligadas entre sí (Fig. 9.2-b). La unión puede hacerse por medio de clavos, pijas o pernos dispuestos según recomendaciones empíricas.

Los miembros de elementos espaciados están formados por dos o más piezas, con los ejes longitudinales paralelos, ligados por empaques y clavos, tornillos, pernos o conectores (Fig. 9.2-c).

De hecho es raro el miembro estructural sometido a carga axial de compresión exclusivamente, ya que es difícil evitar alguna excentricidad por curvatura del eje debida a errores de fabricación, momentos introducidos en los detalles de conexión, o efectos de acciones imprevistas en el análisis. Por ello, en la práctica actual (9.1, 9.2) se tiende a considerar una excentricidad mínima aun cuando el análisis de una estructura no indique la presencia de momentos. De acuerdo con esto todas las columnas y miembros semejantes se calculan como miembros sometidos a flexocompresión. En esta sección se considera únicamente la condición de carga axial ideal. Si se desea considerar una excentricidad mínima se procede como en la sección 9.6, donde se trata el dimensionamiento de miembros sometidos a flexocompresión. Puede prescindirse de la excentricidad mínima en cálculos preliminares aproximados o en el dimensionamiento de miembros de poca importancia. En el dimensionamiento de pies derechos y elementos semejantes para cimbras, por ejemplo, en la práctica usual (9.11) es común considerar que sólo existe carga axial y despreciar posibles excentricidades, a no ser que la estructuración sea tal que la presencia de un momento significativo sea evidente.

En los métodos de dimensionamiento expuestos se han seguido esencialmente las recomendaciones de la National Forest Products Association (9.12) y las de las NTC (69.1).

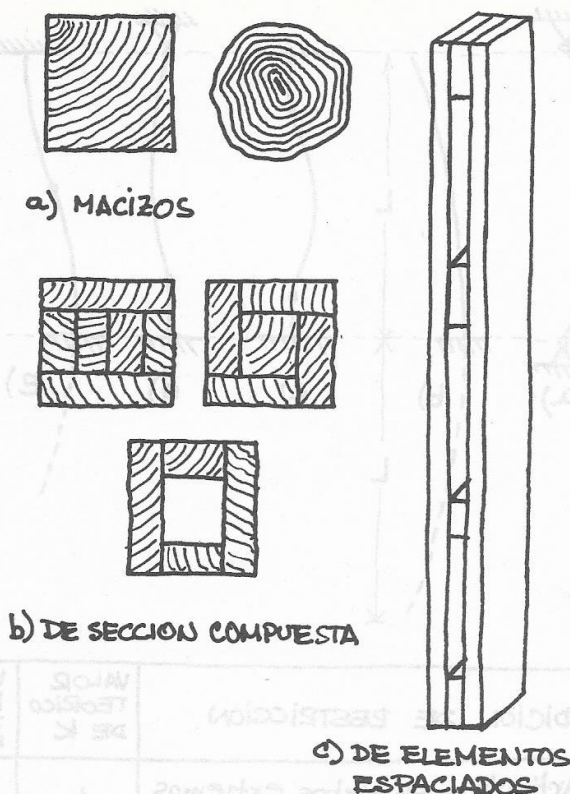
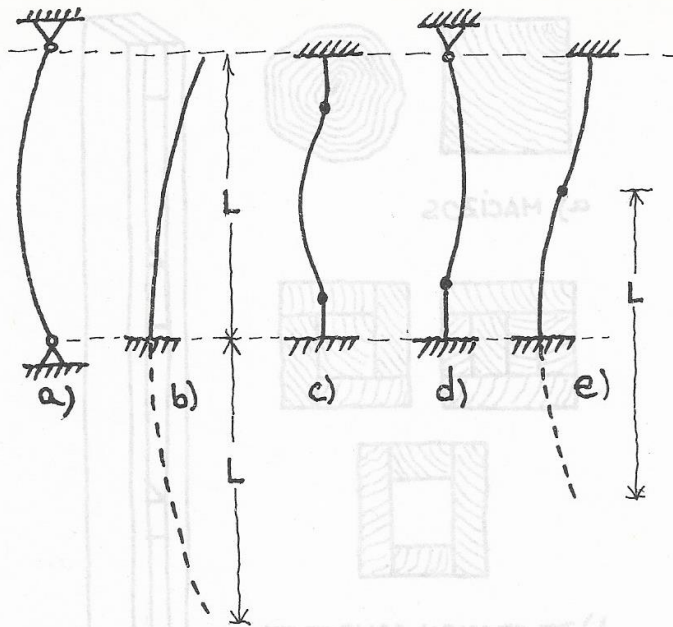


FIGURA 9.2 Tipos de miembros de madera sometidos a compresión

9.3.2 Miembros macizos

Los miembros macizos son los más comúnmente utilizados en columnas de madera y en otras piezas sometidas a cargas axiales de compresión. De acuerdo con la National Forest Products Association (9.12) pueden clasificarse en tres categorías según lo susceptibles que sean al pandeo: miembros *largos*, miembros *intermedios* y miembros *cortos*. Las NTC (9.1) sólo distinguen entre miembros *cortos* y miembros *largos*.

La susceptibilidad al pandeo depende de la *relación de esbeltez*, que se define como la relación entre la longitud efectiva, KL , y el radio de giro mínimo, r , de la sección del miembro. K es el factor de longitud efectiva y L es la longitud del miembro. Físicamente, la longitud efectiva es la distancia entre puntos de inflexión. En la Fig. 9.3 se dan los valores teóricos de K para algunas situaciones típicas, junto con valores recomendados para el dimensionamiento práctico. Los valores sugeridos para dimensionamiento son, en general, algo mayores que los teóricos para tener en cuenta que en situaciones reales es difícil lograr empotramientos perfectos. En otros casos puede estimarse la longitud efectiva en forma aproximada, dibujando la elástica deformada y midiendo la distancia entre puntos de inflexión. Son útiles los nomogramas desarrollados en el despacho de consultores de Jackson y Moreland por Julian y Lawrence para determinación de longitudes efectivas. Estos nomogramas pueden encontrarse en las referencias 9.14 y 9.15 y en cualquier manual o texto de estructuras de acero o de concreto. En columnas rectangulares, como la mayoría de las columnas de madera, la relación de esbeltez suele darse en función de la dimensión mínima de la sección. De esta forma, si b es la dimensión mínima, la relación de esbeltez será KL/b .



CONDICION DE RESTRICCION	VALOR TEORICO DE K	VALOR DE K PARA DIMENSIONAMIENTO
a) Articulada en ambos extremos y restringida al desplazamiento	1	1
b) En voladizo	2	2
c) Empotrada y restringida contra el desplazamiento en ambos extremos	0.5	0.65
d) Empotrada y articulada, sin desplazamiento	0.707	0.8
e) Empotrada en ambos extremos, con desplazamiento	1	1.2

FIGURA 9.3 Longitudes efectivas de columnas para situaciones típicas

Miembros largos

Se consideran miembros largos aquellos que fallan por inestabilidad, es decir, por pandeo.

El esfuerzo crítico de pandeo para miembros largos está dado por la fórmula de Euler:

$$f_{cr} = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2} \quad (9.2)$$

donde E es el módulo de elasticidad de la madera y los demás términos tienen el significado definido anteriormente.

Para miembros rectangulares de madera se puede sustituir L/r por L/b , donde b es la dimensión mínima de la sección. Es fácil comprobar que el radio de giro de una sección rectangular, está dado por $r = b\sqrt{12}$. Sustituyendo r por $b\sqrt{12}$ en la ecuación (9.2) se obtiene

$$f_{cr} = \frac{\pi^2 E}{[KL/(b\sqrt{12})]^2} = \frac{0.82E}{(KL/b)^2} \quad (9.3)$$

Si, como es usual, se considera un factor de seguridad de 2.75 contra falla por pandeo, la fórmula (9.3) se convierte en

$$f_{cd} = \frac{0.82 E}{2.75(KL/b)^2} = \frac{0.3 E}{(KL/b)^2} \quad (9.4)$$

donde f_{cd} es el esfuerzo que debe utilizarse para el dimensionamiento del miembro. En la fórmula (9.4) puede utilizarse el valor promedio del módulo de elasticidad E , cuando se trata de miembros cuya falla no es crítica para la seguridad general de una estructura. Este es el caso de las piezas verticales de muros de madera en los que si se presenta una falla local puede haber una redistribución de fuerzas. Sin embargo en el dimensionamiento de miembros aislados de importancia es aconsejable utilizar los valores mínimos del módulo de elasticidad que suelen especificar las normas. Según la National Forest Products Association la ecuación (9.4) debe utilizarse para valores de relaciones de esbeltez superiores a $k=0.671 \sqrt{E/f_{cp}}$ donde f_{cp} es el esfuerzo permisible en compresión paralela a las fibras en miembros en que el efecto del pandeo es despreciable. El valor de k varía de 20 a 40 aproximadamente. En las NTC se recomienda aplicar la fórmula (9.4) siempre que $f_{cp} \leq f_c$, lo que significa que la validez de dicha ecuación se extiende hasta valores de la relación de esbeltez k del orden de 16 a 20 según los valores de E y f_{cp} . El valor máximo de la relación esbeltez admisible según los dos reglamentos citados es 50. La fórmula (9.4) es aplicable para secciones que no son rectangulares si en lugar de b se sustituye $\sqrt{12}$ veces el mínimo radio de giro de la sección transversal.

Miembros intermedios

La National Forest Products Association distingue miembros con un comportamiento intermedio entre el de miembros largos, que fallan por pandeo, y miembros cortos, que fallan por aplastamiento. El esfuerzo con que deben dimensionarse estos miembros está dado por la expresión

$$f_{cd} = f_{cp} \left[1 - \frac{1}{3} \left(\frac{KL/b}{k} \right)^4 \right] \quad (9.5)$$

en la que los símbolos tienen el significado indicado anteriormente. La fórmula (9.5) es válida para valores de la relación de esbeltez comprendidos entre 11 y $k = 0.671 \sqrt{E/f_{cp}}$.

Miembros cortos

Se consideran miembros cortos aquellos en que los efectos del pandeo son despreciables de manera que fallan por aplastamiento del material. Según la National Forest Products Association son miembros cortos aquellos cuya relación de esbeltez es igual o menor que 11. Según las NTC se dimensionan como miembros cortos aquellos para los cuales la fórmula (9.4) da valores superiores a f_{cp} , el esfuerzo permisible en compresión paralela a las fibras. En ambos casos la capacidad de miembros cortos se determina multiplicando por f_{cp} el área de la sección transversal del miembro.

Las recomendaciones de la National Forest products Association parecen corresponder de manera más realista que las de las NTC al comportamiento de miembros de madera sometidos a carga axial. El significado de ambas normas se ilustra gráficamente en la Fig. 9.4.

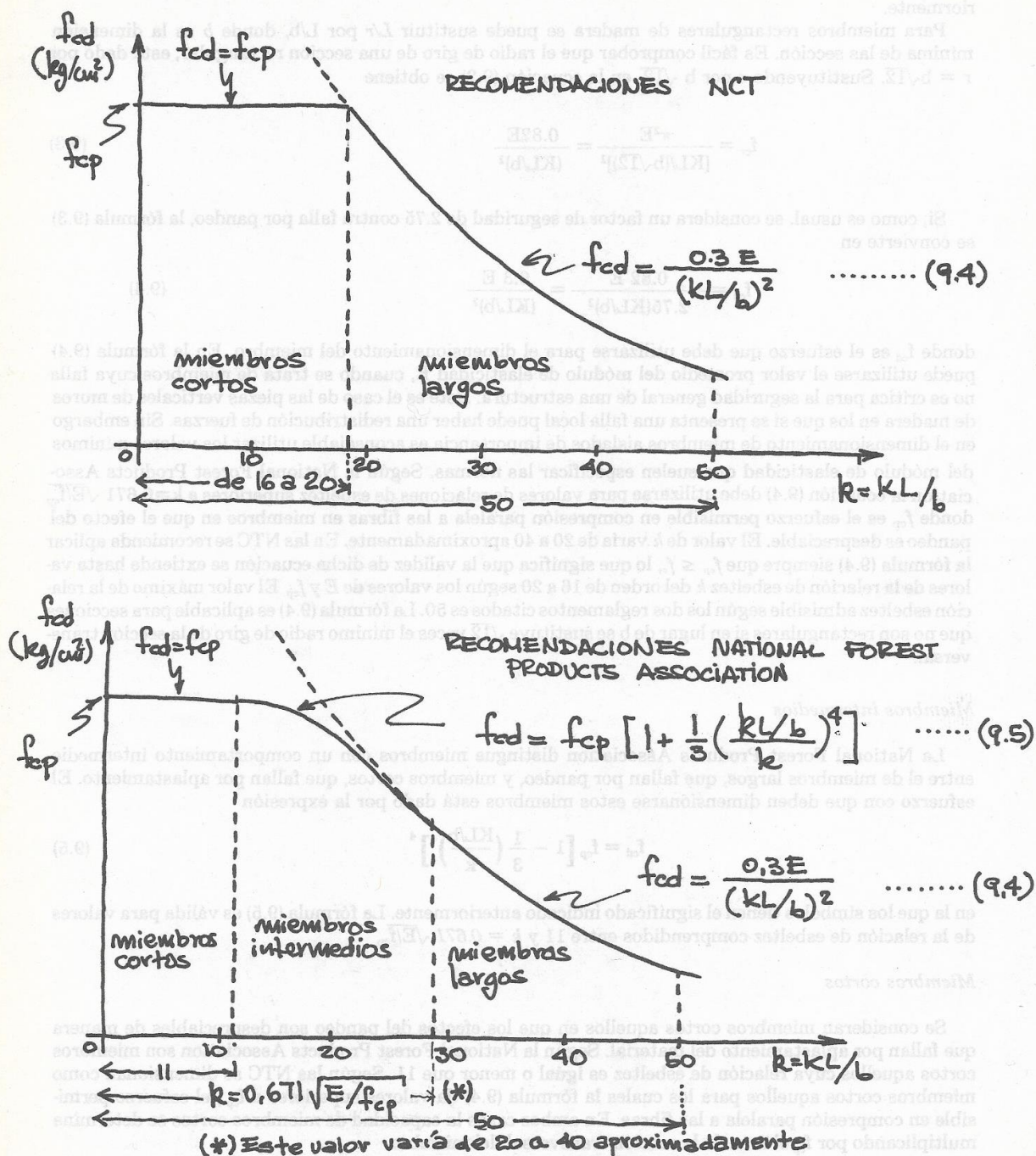


FIGURA 9.4 Recomendaciones de las NTC y de la National Forest Products Association para el dimensionamiento de miembros bajo compresión axial

Ejemplo 9.2. Capacidades de miembros sometidos a compresión axial según las NTC.

Los miembros cuya capacidad se determina en este ejemplo son semejantes a los utilizados como pies derechos o puntales para soportar las cimbras o encofrados para la construcción de estructuras de concreto. Se consideró que la madera se emplearía en condición verde y sería de calidad V-50 según la clasificación de las NTC. Se supuso un incremento de esfuerzo permisible de 15 por ciento por predominar la combinación de carga viva más carga muerta. Sin embargo no se aplicó un incremento por peso específico superior a 0.40 por falta de la información necesaria. Se utilizó el valor promedio del módulo de elasticidad por considerar que la falla del elemento no afectaría la seguridad general de la estructura. Los dos miembros estudiados se supusieron articulados en sus extremos, hipótesis usual en muchos miembros de este tipo ya que la restricción al giro en los extremos es dudosa. Para ilustrar el efecto de la presencia de apoyos laterales se determinó la capacidad de un miembro sin arriostrar y de otro con arriostramiento a la mitad de altura, como es frecuente en los pies derechos para cimbras. En el segundo caso se debe revisar la capacidad considerando la posibilidad de pandeo en ambos sentidos principales. En la dirección más desfavorable la presencia de arriostramiento reduce la longitud libre para pandearse a la mitad. A veces se proporciona apoyo lateral en más de un punto.

Ejemplo 9.3. Capacidad de un miembro sometido a compresión axial según la National Forest Products Association. El esfuerzo permisible que aparece como dato ya involucra los ajustes necesarios. Se supuso que el apoyo del extremo inferior de la columna está detallado de manera que la restricción al giro es suficiente para poder considerar empotramiento, por lo que se utilizó el factor $K=0.8$ para determinar la longitud efectiva. Siguiendo las recomendaciones de la National Forest Products Association, resumidas en la Fig. 9.3, se comprobó que la columna es "intermedia". Por lo tanto el esfuerzo de diseño, f_{cd} , se determinó con la fórmula (9.5).

9.3.3 Miembros de sección compuesta

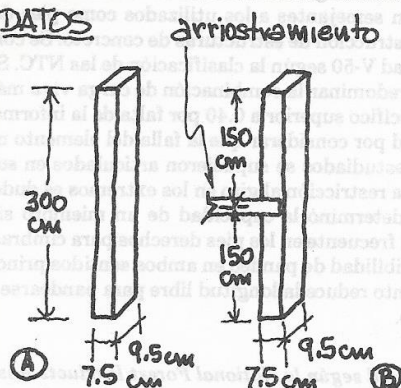
Es posible formar miembros de secciones compuestas por varias piezas unidas por medio de clavos, pijas o pernos, como los mostrados en la Fig. 9.2-b. La resistencia a la compresión de miembros de esta clase es superior a la suma de las resistencias de las piezas que las integran, consideradas individualmente, pero inferior a la de un miembro macizo de las mismas dimensiones. (Sólo en el caso de miembros formados uniendo las piezas adecuadamente con pegamentos se obtienen resistencias semejantes a las de miembros macizos.) La resistencia de los miembros compuestos varía considerablemente según el número, el tamaño y la disposición de los elementos de unión empleados, de manera que es difícil establecer reglas sencillas de dimensionamiento de validez general. Cuando circunstancias particulares hagan interesante su empleo es aconsejable recurrir a ensayos que den una indicación de las resistencias que pueden esperarse del diseño propuesto.

El comportamiento de miembros compuestos fue estudiado inicialmente por Scholten (9.15). Más recientemente Malhotra y Van Dyer (9.17) han propuesto métodos de dimensionamiento. El problema particular de las secciones huecas en cajón, como una de las mostradas en la Fig. 9.2 b, ha sido tratado por Neubauer y Arora (9.16).

9.3.4 Miembros de elementos espaciados

Los miembros de elementos espaciados están constituidos por dos o más piezas separadas por empaques o bloques separadores (Fig. 9.2-c). Se usan con bastante frecuencia para columnas y para las barras de armaduras. Cuando forman parte de armaduras se toma como longitud del miembro la distancia entre nudos con arriostramiento transversal; los miembros del alma unidos a cuerdas formadas por elementos espaciados pueden considerarse como empaques de éstos.

Si la unión entre los empaques extremos de un miembro de elementos espaciados y las piezas longitudinales es adecuada se reduce la longitud efectiva del miembro de manera que su capacidad es superior a la de los elementos que lo componen considerados individualmente. Esto puede apreciarse en la Fig. 9.5. Si las uniones de los empaques extremos tienen una holgura tal que permiten el resbalamiento entre las superficies en contacto, el miembro se deforma como en el detalle (b) y la longitud efectiva que debe considerarse es L . Sin embargo, si la unión es capaz de transmitir fuerzas cortantes y se evita el resbalamiento, la deformación del miembro es semejante a la mostrada en el detalle (c) y la longitud efectiva se reduce a

EJEMPLO 9.2**CAPACIDADES DE MIEMBROS SOMETIDOS A COMPRESION AXIAL SEGUN LAS NTC****DATOS**

MADERA DE CALIDAD V-50 SEGUN CLASIFICACION NTC, EN CONDICION VERDE

COMBINACION DE CARGAS: VIVA MAS MUERTA

ENCONTRAR: CAPACIDAD EN COMPRESION AXIAL EN LAS CONDICIONES INDICADAS

ESFUERZO PERMISIBLE Y MODULO DE ELASTICIDAD

Incrementos (Secciones 8.2 y 8.3)

Por duración de carga: 15%

Esfuerzo en condición verde (Tabla 8.4)

Compresión paralela a la fibra: 40 kg/cm²

Esfuerzo permisible

$$f_{cp} = 40 \times 1.15 = 46 \text{ kg/cm}^2$$

Módulo de elasticidad (Tabla 8.4)

$$E = 70000 \text{ kg/cm}^2$$

CAPACIDAD EN COMPRESION AXIAL EN LA CONDICION "A"

Relación de esbeltez

$$\frac{KL}{b} = \frac{1 \times 300}{7.5} = 40 < 50$$

Esfuerzo de diseño en compresión paralela a las fibras considerando esbeltez

$$(9.4) \dots \dots f_{cd} = \frac{0.3 E}{(KL/b)^2} = \frac{0.3 \times 70000}{40^2} = 13.1 \text{ kg/cm}^2 < f_{cp}$$

EJEMPLO (92) (continuación)

2

Capacidad

$$P = A \cdot f_{cd} = 7.5 \times 9.5 \times 13.1$$

$$P = 933 \text{ kg}$$

CAPACIDAD EN COMPRESION AXIAL EN LA CONDICION "B"Dirección sin arriostvar

$$\frac{KL}{b} = \frac{1 \times 300}{9.5} = 32$$

$$f_{cd} = \frac{0.3E}{(KL/b)^2} = \frac{0.3 \times 70000}{32^2} = 20.5 \text{ kg/cm}^2 < f_{cp}$$

$$P = A \cdot f_{cd} = 7.5 \times 9.5 \times 20.5 = 1461 \text{ kg/cm}^2$$

Dirección arriostvada

$$\frac{KL}{b} = \frac{1 \times 150}{7.5} = 20$$

$$f_{cd} = \frac{0.3E}{(KL/b)^2} = \frac{0.3 \times 70000}{20^2} = 52.5 \text{ kg/cm}^2 < f_{cp}$$

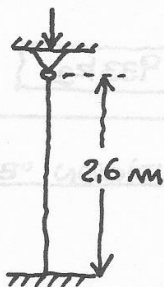
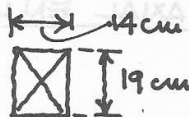
$$P = A \cdot f_{cd} = 7.5 \times 9.5 \times 52.5 = 3740 \text{ kg} > 1461$$

$$P = 1461 \text{ kg}$$

PROPIEDAD
DEL
CONSEJO NACIONAL
DE LA MADERA EN
LA CONSTRUCCION, A. C.
MEXICO, D. F.

EJEMPLO (9.3)

CAPACIDAD DE UN MIEMBRO SOMETIDO A COMPRESION AXIAL SEGUN LA NATIONAL FOREST PRODUCTS ASSOCIATION

DATOS :ESFUERZO PERMISIBLE: $f_{cp} = 80 \text{ kg/cm}^2$ MODULO DE ELASTICIDAD: $E = 85000 \text{ kg/cm}^2$ DETERMINACION TIPO DE MIEMBRO

$$k = 0.671 \sqrt{\frac{85000}{80}} = 22 \quad (\text{FIG. 9A})$$

$$k = 0.8$$

(FIG. 9.3)

$$\frac{KL}{b} = \frac{0.8 \times 260}{14} = 15$$

$11 < \frac{KL}{b} < 22 \quad \therefore \text{la columna es un miembro intermedio}$

CAPACIDAD EN COMPRESION AXIAL

$$f_{cd} = f_{cp} \left[1 - \frac{1}{3} \left(\frac{KL/b}{k} \right)^4 \right] \quad \dots\dots (9.5)$$

$$= 80 \left[1 - \frac{1}{3} \left(\frac{15}{22} \right)^4 \right] = 74.2 \text{ kg/cm}^2$$

$$P = A \times f_{cd} = 14 \times 19 \times 74.2$$

$$P = 19737 \text{ kg}$$

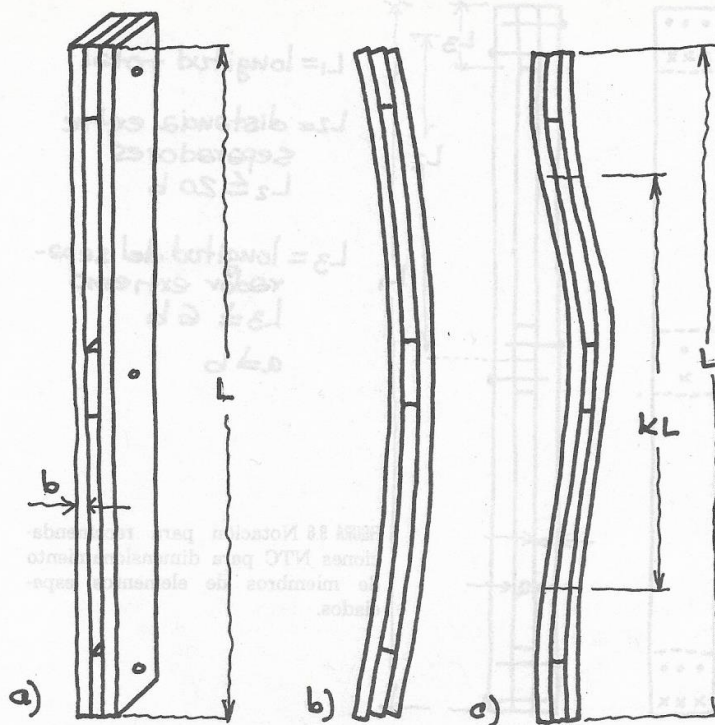


FIGURA 9.5 Comportamiento de columnas de elementos espaciados

KL. Los elementos de unión empleados pueden ser clavos, tornillos, pijas, conectores o pegamentos.

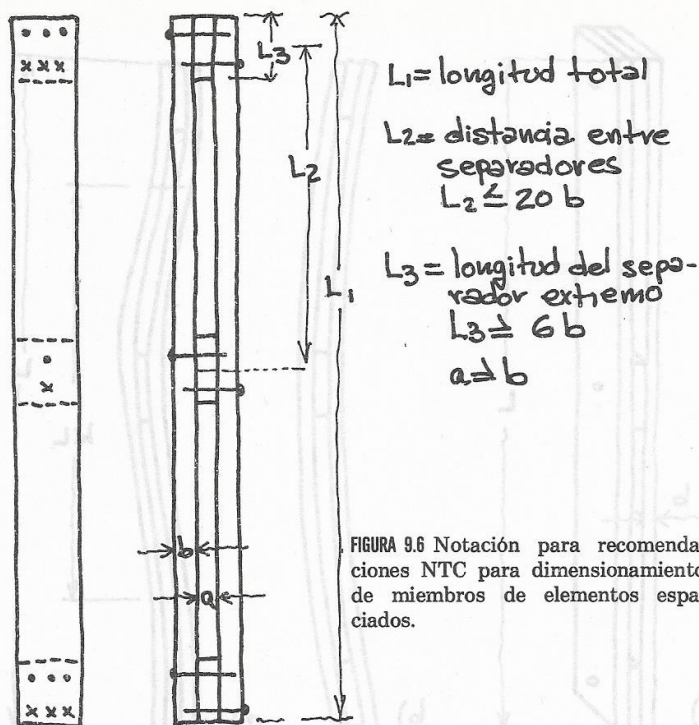
En un análisis riguroso de la capacidad de miembros de elementos, es necesario determinar la fuerza cortante que deben ser capaces de transmitir los elementos de unión entre empaques y piezas verticales, lo que implica un cálculo bastante complejo. Sin embargo los reglamentos suelen dar reglas semiempíricas para el dimensionamiento de estos miembros, que son relativamente sencillas de aplicar. Entre ellas pueden citarse las de la National Forest Products Association (9.12), las normas inglesas (9.9, 9.18) y las NTC (9.1). Las primeras ponen énfasis en uniones a base de conectores de anillo partido u otros elementos semejantes. Las inglesas son más generales y consideran también los demás elementos de unión. Las de las NTC, que se reseñan a continuación, son sencillas de aplicar, pero no corresponden al comportamiento descrito anteriormente. Parecería aconsejable obtener información experimental que respalde su validez.

Recomendaciones de las NTC para dimensionamiento de miembros de elementos espaciados

Según estas recomendaciones, la capacidad de miembros de elementos espaciados sometidos a cargas axiales de compresión puede determinarse con base en la fórmula (9.4). Deben considerarse dos valores del esfuerzo de diseño, f_{cd} :

- a) El que resulta de tomar L como la distancia entre separadores, b como el espesor de una de las piezas y $K=1$. (Fig. 9.6)
- b) El que resulta de tomar como valor de b la dimensión de la sección transversal medida paralelamente al eje Y-Y (Fig. 9.6), y L como la longitud total de la columna. Esto equivale a suponer pandeo en torno al eje X-X. El valor de K depende de las condiciones de restricción de los extremos.

La capacidad del miembro se calcula con el menor de estos dos valores de f_{cd} .



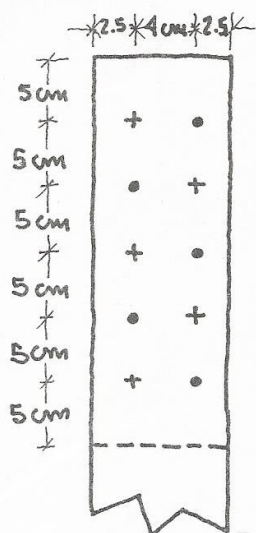
La longitud de los empaques debe ser suficiente para alojar los elementos de unión requeridos, que en los extremos, deben ser capaces de transmitir una fuerza cortante entre caras de contacto de las piezas y los separadores igual a

$$V = \frac{1.5 \text{ fuerza total de compresión}}{\text{número de piezas longitudinales}} \quad (9.6)$$

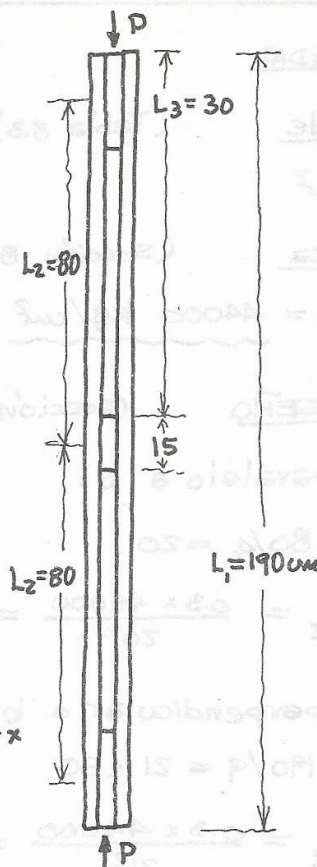
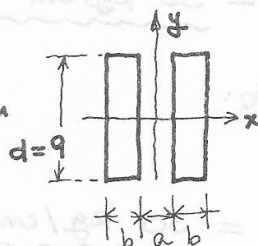
Como puede apreciarse en el Ejemplo 9.4, los detalles de unión requeridos según las recomendaciones de las NTC para transmitir esta fuerza cortante y poder aprovechar la capacidad total en compresión de las piezas verticales, son difíciles de realizar de manera práctica. El uso de conectores de anillo partido, parecería indicado, por su capacidad relativamente alta. Otra alternativa interesante es la combinación de clavos y pegamento.

La longitud mínima admisible de los empaques extremos debe ser seis veces el espesor de las piezas longitudinales y su espesor no debe ser menor que el de dichas piezas.

El número de empaques intermedios debe ser tal que la relación de la distancia entre centroides de grupos de elementos de unión al espesor de una pieza componente sea menor o igual a 20 (Fig. 9.6). El número de los elementos de unión para estos empaques puede reducirse a la cuarta parte de los necesarios en los extremos.

EJEMPLO**(9.4)****REVISIÓN DE UN MIEMBRO DE
ELEMENTOS ESPACIADOS****DATOS :**

$$a = b = 4 \text{ cm}$$



5 CLAVOS DE 4 1/2
PULGADAS DE CA-
DA LADO DE LOS
EMPAQUES EXTRE-
MOS

2 CLAVOS DE 4 1/2
PULGADAS DE CA-
DALADO DEL EM-
PAQUE CENTRAL

(clavos inserta-
dos en agujeros
taladrados pre-
viamente)

COMBINACION DE
CARGA: MUER-
TAS VIVA
CH < 18%

MADERA DE 1ª
SEGUN DGN C18-1946

CAPACIDAD EN COMPRESION DE LAS PIEZAS LONGITUDINALES**ESFUERZO PERMISIBLE**

Incrementos (secciones 8.2 y 8.3)

- Por duración de carga: 15%
- Por condición seca: 20%

Esfuerzo en condición verde (Tabla 8.3)

Compresión paralela a la fibra: 50 kg/cm²

Esfuerzo permisible

$$f_{cp} = 50 (1 + 0.15 + 0.20) = \underline{68 \text{ kg/cm}^2}$$

EJEMPLO

(94)

(continuación)

2

MODULO DE ELASTICIDADEn condición verde

(Tabla 8.3):

$$E = 40\,000 \text{ kg/cm}^2$$

En condición seca

(Sección 8.3)

$$E = 1.0 \times 40\,000 = \underline{44\,000 \text{ kg/cm}^2}$$

ESFUERZO DE DISEÑO

(sección 9.3.4)

a) En sentido paralelo a b:

$$KL_2/b = 80/4 = 20$$

$$f_{cd} = \frac{0.3E}{(KL_2/b)^2} = \frac{0.3 \times 44\,000}{20^2} = \underline{33 \text{ kg/cm}^2}$$

b) En sentido perpendicular a b:

$$KL_1/d = 190/9 = 21 < 50$$

$$f_{cd} = \frac{0.3E}{(KL_1/d)^2} = \frac{0.3 \times 44\,000}{21^2} = \underline{30 \text{ kg/cm}^2} < 33$$

CAPACIDAD EN COMPRESION AXIAL

$$P = A \times f_{cd} = 2 \times 4 \times 9 \times 30 = \underline{2160 \text{ kg}}$$

CAPACIDAD SEGUN DETALLES ENRAQUES EXTREMOS

(Sección 9.3.4)

Dimensión

$$L_3 = 30 \text{ cm} > 6b = 24 \text{ cm}$$

separaciones de clavos

(sección 7.4.2)

clavos de 4½ pulg, $D = 4.49 \text{ mm}$, $L = 114 \text{ mm}$

EJEMPLO (9.4) (Continuación)

3

Entre hileras de clavos $4\text{ cm} > 3D = 1.4\text{ cm}$
 Distancia a los bordes $2.5\text{ cm} > 5D = 2.2\text{ cm}$
 Distancia entre clavos a lo largo de las fibras $5\text{ cm} > 10D = 4.5\text{ cm}$
 Distancia de los extremos $5\text{ cm} > 10D = 4.5\text{ cm}$

Capacidad de un clavo para transmitir fuerza lateral
 (Secciones 7.2 y 7.3.2)

$$P_i = 107 D^{1.5} \quad \dots\dots\dots (7.1)$$

$$P_i = 10 \times 0.4 \times 4.49^{1.5} = \underline{38\text{ kg}}$$

Incremento por condición seca: 40%

Incremento por combinación de cargas

viva mas muerta (Tabla 7.1) 8%

Reducción por $b < 10D$ $b = 4\text{ cm}$, $10D = 4.5\text{ cm}$; $b/10D = 4/4.5$

$$P'_i = \frac{4}{4.5} (1 + 0.40 + 0.8) P_i = 1.32 P_i = \underline{50\text{ kg}}$$

Fuerza cortante transmitida por 5 clavos

$$V = 5 \times P'_i = 5 \times 50 = \underline{250\text{ kg}}$$

Fuerza de compresión

$$V = \frac{1.5P}{\text{numero de piezas longitudinales}} \quad \dots\dots (9.6)$$

$$P = \frac{2 \times 250}{1.5} = 333\text{ kg} < 2160$$

$$\boxed{P = 333\text{ kg}}$$

Ejemplo 9.4. Revisión de un miembro de elementos espaciados. El miembro de elementos espaciados del ejemplo está constituido por piezas longitudinales y empaques unidos por clavos. Se supuso que los clavos se insertarían en agujeros taladrados previamente. Esto, según las recomendaciones de las NTC, permite reducir las separaciones mínimas entre clavos a las permisibles para tornillos, ya que el taladrado previo reduce el riesgo de agrietamiento. Evidentemente la pieza crítica en cuanto a espaciamiento de clavos es el empaque, que recibe clavos de ambos lados. Los cinco clavos de cada lado se colocaron a trebolillo, evitando la coincidencia de clavos de lados opuestos. El hecho de que los clavos llegan a penetrar ligeramente en la pieza más alejada de su cabeza no se tuvo en cuenta en la determinación de la capacidad para transmitir fuerza cortante. Obsérvese que fue necesario reducir la capacidad de los clavos debido a que el espesor b de la pieza contigua a la cabeza fue menor que $10D$ (sección 7.3.2). Se aprecia que es difícil aprovechar la capacidad en compresión de miembros de esta clase si se utilizan clavos como elementos de unión, aun cuando se recurra a taladrado previo, debido a las limitaciones de espacio. Con los detalles propuestos en el ejemplo sólo se pudo desarrollar la sexta parte de la capacidad total en compresión.

9.4 MIEMBROS SOMETIDOS A CARGAS TRANSVERSALES (VIGAS)

La acción crítica en miembros sometidos a cargas transversales, como las vigas, suele ser la flexión. Debido a la estructura y propiedades particulares de la madera, las vigas de este material se fabrican de manera que las fibras queden orientadas perpendicularmente a las fuerzas transversales que deben soportarse; es decir, las fibras deben quedar paralelas al eje longitudinal de la viga. En estas condiciones la madera resiste acciones flexionantes con gran eficiencia, ya que la relación entre su rigidez en flexión y su peso es alta.

El dimensionamiento de vigas de madera comprende el análisis de los efectos del momento flexionante, la fuerza cortante y el aplastamiento en los apoyos y bajo cargas concentradas, así como la predicción de la deflexión probable. Estos aspectos se tratan en las secciones siguientes.

El claro de cálculo suele medirse, en el caso de vigas libremente apoyadas y en el tramo extremo de vigas continuas, desde el punto medio del área requerida para su apoyo, que depende de los esfuerzos de aplastamiento. Véase el inciso 9.4.3 para el dimensionamiento de apoyos por aplastamiento. En los tramos interiores de vigas continuas los clavos se miden entre los centros de los apoyos.

9.4.1 Flexión

A pesar de que el comportamiento de las vigas de madera no es rigurosamente elástico, como pudo apreciarse en la sección 5.3.2, en el dimensionamiento por esfuerzos permisibles, que es el usual para elementos de madera, se suele aceptar la teoría convencional de flexión elástica según la cual los esfuerzos pueden calcularse por medio de la fórmula

$$f = \frac{My}{I} \quad (9.7)$$

que se considera aplicable para relaciones de peralte a ancho menores de cinco. En esta expresión M es el momento flexionante, y es la distancia del eje neutro a la fibra a cuya altura se desea determinar el esfuerzo, I es el momento de inercia centroidal de la sección y f es el esfuerzo. Generalmente, para efectos prácticos el valor de y que interesa es el de la fibra más alejada.

Un concepto útil en relación con el dimensionamiento por flexión es el de *módulo de sección*, S , que se define como la relación entre el momento de inercia centroidal y la distancia c a las fibras extremas:

$$S = \frac{I}{c} \quad (9.8)$$

Haciendo $y = c$ y sustituyendo en la fórmula (9.7), se obtiene:

$$f = \frac{M}{S} \quad (9.9)$$

De acuerdo con la definición dada, el módulo de sección de una sección rectangular de ancho b y peralte d se obtiene como sigue:

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{I}{c} \\
 I &= \frac{1}{12} bd^3 \\
 c &= \frac{d}{2} \\
 S &= \frac{\frac{1}{12} bd^3}{\frac{d}{2}} = \frac{bd^2}{6} \quad (9.10)
 \end{aligned}$$

Los esfuerzos calculados con las fórmulas (9.7) o (9.9) deben ser inferiores a los permisibles para flexión, corregidos por los factores que se comentan en los incisos siguientes, que tienen en cuenta ciertas peculiaridades del comportamiento de las vigas de madera.

Ejemplo 9.5. Revisión de esfuerzos debidos a flexión. A veces resulta ventajoso unir dos o más piezas para formar una sección compuesta como la de este ejemplo. Para que las piezas funcionen conjuntamente es necesario asegurar que no exista resbalamiento entre ellas. La manera de hacer esto se comenta en la sección 9.4.8. Cuando la unión implica resbalamiento éste debe tomarse en cuenta.

Para poder aplicar la fórmula de flexión (9.7) es necesario calcular el momento de inercia centroidal de la sección. Esto implica la determinación del centroide de la sección y la utilización del Teorema de los Ejes Paralelos. La manera de hacer esto puede estudiarse en cualquier texto elemental de estática o de resistencia de materiales.

Para que se considere satisfactoria la sección el esfuerzo máximo calculado debe ser igual o inferior al esfuerzo permisible apropiado para el caso en estudio.

Factor de tamaño (C_t)

Los esfuerzos de flexión que alcanzan vigas muy aperaltadas ensayadas a la falla, son menores que los que se presentan en vigas de menor peralte. Esto suele atribuirse a que en las vigas aperaltadas es menor la restricción proporcionada a las fibras extremas, expuestas a esfuerzos críticos de compresión, por las fibras vecinas, que soportan esfuerzos menores. Para tomar en cuenta este efecto, las NTC recomiendan la siguiente expresión para vigas rectangulares:

$$C_t = 0.81 \frac{d^2 + 922}{d^2 + 568} \leq 1 \quad (9.11)$$

donde d es el peralte en cm y C_t es un factor que la unidad utilizado para disminuir el esfuerzo permisible de flexión. Para valores de d menores que 30 cm se toma $C_t = 1$ ya que la fórmula da valores mayores que la unidad. Esta expresión fue propuesta por el Forest Products Laboratory, Madison, Wisconsin (EE.UU.).

El momento permisible en una viga en la que haya que considerar el efecto del tamaño, estará dado por la fórmula

$$M_{perm} = C_t \cdot f_{bp} \cdot S \quad (9.12)$$

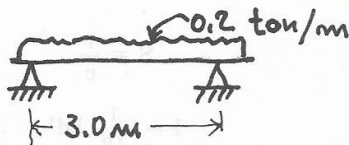
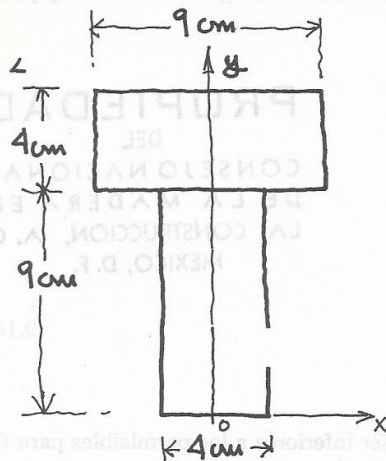
donde f_{bp} es el esfuerzo permisible en flexión cuando existen soportes en la cara de compresión de las vigas que evitan el pandeo lateral, y S es el módulo de sección.

PROPIEDAD
DEL
CONSEJO NACIONAL
DE LA MADERA EN
LA CONSTRUCCION, A. C.
MEXICO, D. F.

EJEMPLO

(9.5)

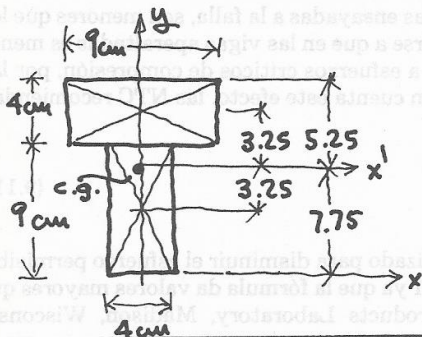
REVISIÓN DE ESFUERZOS DEBIDOS A FLEXIÓN

SE PIDE:DETERMINAR LOS ESFUERZOS
DEBIDOS A FLEXIÓN EN LAS
FIBRAS SUPERIORE INFERIORMOMENTO FLEXIONANTE MAXIMO

$$M = \frac{1}{8} w l^2 = \frac{1}{8} \times 0.2 \times 3^2 = 0.225 \text{ ton-m} = \underline{0.225 \times 10^5 \text{ kg-cm}}$$

MOMENTO DE INERCIACentroide

$$\bar{y} = \frac{4 \times 9 \times 11 + 4 \times 9 \times 4.5}{4 \times 9 + 4 \times 9} = \underline{7.75 \text{ cm}}$$

Cálculo momento de inercia

$$I = \frac{1}{2} \times 9 \times 4^3 + 4 \times 9 \times 3.25^2 + \frac{1}{12} \times 4 \times 9^3 + 4 \times 9 \times 3.25^2$$

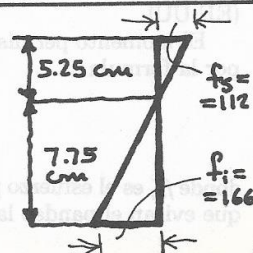
$$I = \underline{1052 \text{ cm}^4}$$

ESFUERZOS

$$f = \frac{M}{I} y \quad \dots (9.7)$$

$$f_s = \frac{0.225 \times 10^5 \times 5.25}{1052} = \underline{112 \text{ kg/cm}^2} \text{ (compresión)}$$

$$f_i = \frac{0.225 \times 10^5 \times 7.75}{1052} = \underline{166 \text{ kg/cm}^2} \text{ (tensión)}$$



Factor de forma (C_{ff})

El efecto del grado de apoyo proporcionado por las fibras vecinas a las fibras sometidas a esfuerzos críticos de compresión también debe considerarse en secciones que no son rectangulares, como las mostradas en la Fig. 9.7. En los casos (a) y (b) el ancho de la viga en la región de las fibras extremas es pequeño; existe abundancia de fibras contiguas que proporcionan apoyo, porque el ancho de la sección aumenta al ir aumentando la distancia a la fibra extrema superior. Por el contrario, la viga cajón del caso (c) tiene zonas en compresión relativamente pequeñas y las fibras extremas no cuentan con mucho apoyo de las fibras vecinas. Se intuye que las secciones de los casos (a) y (b) deben ser más resistentes que una sección rectangular con el mismo módulo de sección, mientras que resistencia de una sección como la del caso (c) debe ser menor. El factor de forma para secciones rectangulares se toma igual a la unidad. Para secciones circulares suele tomarse un factor de forma igual a 1.18. Para secciones cuadradas con el plano de flexión paralelo a una diagonal, el factor de forma es 1.414. Gurfinkel (inciso 7.4.4 de la referencia 9.2) propone fórmulas para calcular el factor de forma de secciones I y de secciones cajón. En todos los casos el factor se aplica a los esfuerzos permisibles de flexión, de manera que el momento permisible de flexión está dado por

$$M_{perm} = C_{ff} \cdot f_{bp} \cdot S \quad (9.13)$$

Cuando deben considerarse los dos factores el momento permisible resulta

$$M_{perm} = C_f \cdot C_{ff} \cdot f_{bp} \cdot S \quad (9.14)$$

Ejemplo 9.6. Momento permisible de una sección rectangular. Se supone que la viga del ejemplo se emplea en un sistema de construcción tal que existe una restricción adecuada contra la tendencia al pandeo lateral. En caso contrario es necesario reducir el esfuerzo permisible en la forma indicada en el inciso siguiente y el Ejemplo 9.7.

En el ejemplo se calculó el valor del módulo de sección. En situaciones prácticas puede recurrirse a tablas de valores de S para secciones estándar.

Efecto del pandeo lateral

Las consideraciones anteriores son válidas cuando existen soportes laterales en la cara de compresión de las vigas. Cuando no se cuenta con estos soportes puede presentarse una tendencia al pandeo lateral

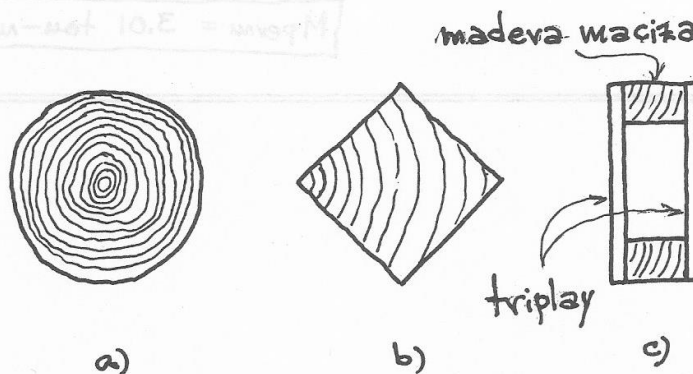
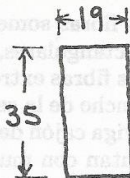


FIGURA 9.7 Secciones de vigas de madera para las que el factor de forma C_{ff} es diferente de la unidad.

EJEMPLO**9.6****MOMENTO PERMISIBLE DE UNA SECCION RECTANGULAR****DATOS**

$$f_{bp} = 80 \text{ kg/cm}^2$$

CONSIDERAR QUE EXISTE RESTRICCION
CONTRA EL PADEO LATERAL

SE PIDE:

DETERMINAR EL MOMENTO PERMISIBLE DE LA
SECCION DADA

DETERMINACION DEL MOMENTO PERMISIBLE

$$M_{perm} = C_f \cdot C_{ff} \cdot f_{bp} \cdot S \quad \dots \dots \dots (9.14)$$

$$C_f = 0.81 \frac{d^2 + 922}{d^2 + 568} \quad \dots \dots \dots (9.11)$$

$$= 0.81 \frac{35^2 + 922}{35^2 + 568} = 0.97 < 1$$

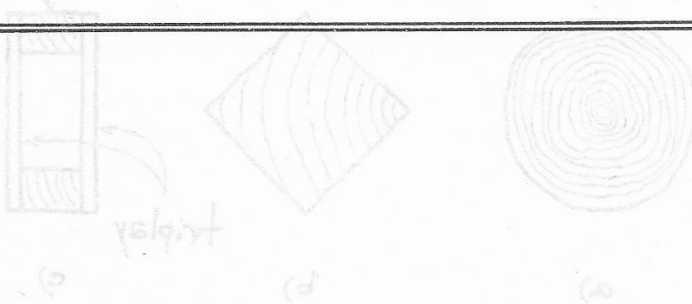
$$C_{ff} = 1 \quad \text{por ser secci3n rectangular}$$

$$f_{bp} = 80 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = \frac{bd^2}{6} = \frac{19 \times 35^2}{6} = 3879 \text{ cm}^3 \quad \dots \dots (9.10)$$

$$M_{perm} = 0.97 \times 1 \times 80 \times 3879 = 3.01 \times 10^5 \text{ kg-cm}$$

$$M_{perm} = 3.01 \text{ ton-m}$$



que puede provocar la falla a cargas menores que las correspondientes a la falla por flexión cuando existen apoyos laterales adecuados. El pandeo lateral es una función de la distancia entre apoyos laterales de la cara comprimida y las dimensiones de la sección. Para tomar en cuenta el posible efecto del pandeo lateral las NTC recomiendan que en lugar del esfuerzo permisible en flexión, f_{bp} , se utilice, en las fórmulas (9.12), (9.13) y (9.14), un esfuerzo de diseño en flexión, f_{bd} , que se define de acuerdo con alguno de los tres casos indicados en las ecuaciones (9.15).

a) Cuando $C_s \leq 10$

($C_s = 1.4 \sqrt{\frac{d \cdot L_e}{b^2}}$, donde L_e es la distancia entre apoyos laterales que evitan el pandeo.)

$$f_{bd} = f_{bp}$$

b) Cuando $10 < C_s \leq C_k = \sqrt{\frac{3}{5} \frac{E}{f_{bp}}}$

$$f_{bd} = f_{bp} \left[1 - \frac{1}{3} \left(\frac{C_s}{C_k} \right)^4 \right]$$

c) Cuando $C_k < C_s \leq 50$

$$f_{bd} = \frac{0.40 E}{C_s^2}$$

(9.15)

Las expresiones dadas están basadas en las recomendaciones de la referencia 9.12. Su origen se comenta en el inciso 7.10 de la referencia 9.2 y en el capítulo 9 de la referencia 9.5. En ellas debe usarse el valor mínimo de E que fijan las normas.

En muchos casos la restricción lateral de la cara de compresión es adecuada de manera que no es necesario considerar la inestabilidad. Por ejemplo, es evidente que las vigas que soportan un sistema de piso rigidamente unido a ellas tendrán su cara de compresión restringida al pandeo. Por otra parte, si la relación entre el peralte y el ancho es menor que 2 el pandeo lateral no suele ser crítico.

Ejemplo 9.7. Se aprecia en este ejemplo las ventajas de contar con restricciones al desplazamiento lateral de las vigas. En la Fig. 9.8 se muestran dos maneras de proporcionar apoyos laterales a las vigas de un sistema de piso. Si la cubierta del piso es lo suficientemente rígida puede prescindirse de estos elementos. En los apoyos extremos de las vigas conviene contar con detalles que las mantengan en posición, evitando la posibilidad de volteo.

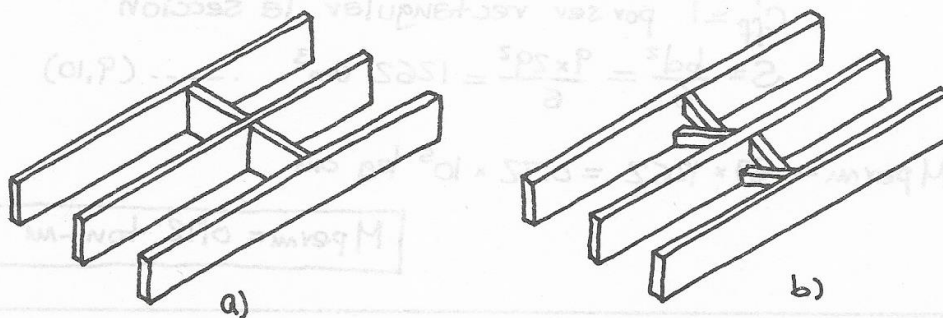
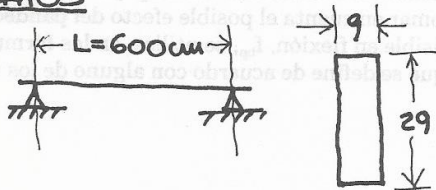


FIGURA 9.8 Maneras de proporcionar apoyo lateral a las vigas de un sistema de piso

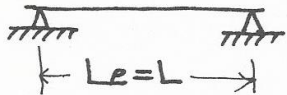
EJEMPLO**(9.7)****MOMENTO PERMISIBLE DE UNA VIGA CON TENDENCIA AL PANDEO LATERAL****DATOS**

$$f_{bp} = 95 \text{ kg/cm}^2$$

$$E = 60000 \text{ kg/cm}^2$$

SE PIDE: DETERMINAR EL MOMENTO PERMISIBLE:

- A) SIN APOYOS LATERALES INTERMEDIOS
- B) CON UN APOYO A LA MITAD DEL CLARO
- C) CON APOYOS EN LOS CUARTOS DEL CLARO

A) M_{perm} SIN APOYOS LATERALES INTERMEDIOS

$$L_e = L = 600 \text{ cm}$$

$$C_k = \sqrt{\frac{3}{5} \frac{E}{f_{bp}}} = \sqrt{\frac{3}{5} \frac{60000}{95}} = 19.5$$

$$C_s = 1.4 \sqrt{\frac{d \times L_e}{b^2}} = 1.4 \sqrt{\frac{29 \times 600}{9^2}} = 20.5$$

$\therefore C_k < C_s < 50$; caso c) de las ecuaciones (9.15)

$$f_{bd} = \frac{0.40 E}{C_s^2} = \frac{0.4 \times 60000}{20.5^2} = 57 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{perm} = C_f \times C_{ff} \times f_{bd} \times S \quad \text{----- (9.14)}$$

$C_f = 1$ por ser $d < 30 \text{ cm}$

$C_{ff} = 1$ por ser rectangular la sección

$$S = \frac{bd^2}{6} = \frac{9 \times 29^2}{6} = 1262 \text{ cm}^3 \quad \text{----- (9.10)}$$

$$M_{perm} = 57 \times 1262 = 0.72 \times 10^5 \text{ kg cm}$$

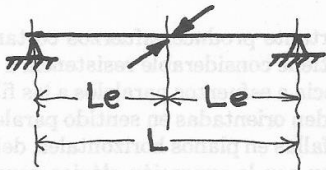
$$M_{perm} = 0.72 \text{ ton-m}$$

EJEMPLO

(9.7)

(Continuación)

2

B) M_{perm} CON UN APOYO LATERAL AL CENTRO

$$L_e = \frac{L}{2} = 300 \text{ cm}$$

$$C_k = 19,5$$

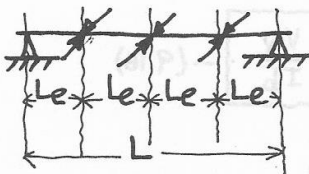
$$C_s = 1,4 \sqrt{\frac{d \times L_e}{b^2}} = 1,4 \sqrt{\frac{29 \times 300}{92^2}} = 14,5$$

$\therefore 10 < C_s \leq C_k$; caso b) de las ecuaciones (9.15)

$$f_{bd} = f_{bp} \left[1 - \frac{1}{3} \left(\frac{C_s}{C_k} \right)^4 \right] = 95 \left[1 - \frac{1}{3} \left(\frac{14,5}{19,5} \right)^4 \right] = 85 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{perm} = f_{bd} \times S = 85 \times 1262 = 1,07 \times 10^5 \text{ kg-cm}$$

$$M_{perm} = 1,07 \text{ ton-m}$$

c) M_{perm} CON APOYOS LATERALES A LOS CUARTOS DEL CLARO

$$L_e = \frac{L}{4} = 150 \text{ cm}$$

$$C_s = 1,4 \sqrt{\frac{d L_e}{b^2}} = 1,4 \sqrt{\frac{29 \times 150}{92^2}} = 10,2$$

$$C_s \approx 10 \quad \therefore f_{bd} = f_{bp}$$

$$M_{perm} = f_{bp} S = 95 \times 1262 = 1,20 \times 10^5 \text{ kg-cm}$$

$$M_{perm} = 1,20 \text{ ton-m}$$

PROPIEDAD
DEL
CONSEJO NACIONAL
DE LA MADERA EN
LA CONSTRUCCIÓN, A.C.
MEXICO, D.F.

9.4.2 Fuerza cortante

Aunque el momento flexionante o la deflexión suelen ser los factores críticos en el dimensionamiento de vigas, pueden presentarse situaciones en que rija la fuerza cortante, particularmente en el caso de claros cortos con cargas grandes.

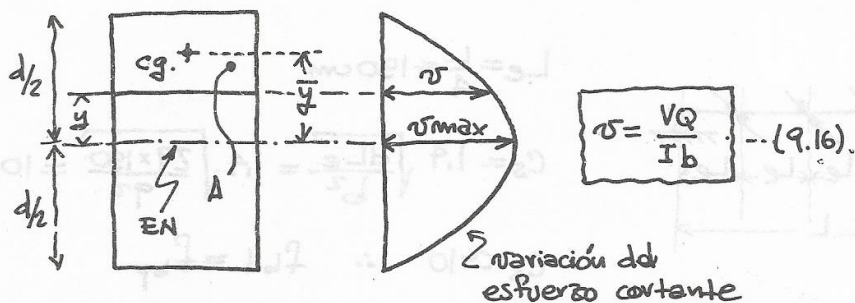
En un miembro sometido a cargas transversales, la fuerza cortante produce esfuerzos cortantes en planos perpendiculares y paralelos al eje del miembro. La madera tiene considerable resistencia a esfuerzos cortantes perpendiculares a las fibras; sin embargo, su resistencia a esfuerzos paralelos a las fibras es baja. Puesto que las vigas se fabrican de manera que las fibras queden orientadas en sentido paralelo a su eje longitudinal, cuando la fuerza cortante resulta crítica, provoca fallas en planos horizontales, debidas a esfuerzos cortantes (o rasantes). Los esfuerzos cortantes se revisan con la expresión clásica para materiales elásticos

$$v = \frac{VQ}{Ib} \quad (9.16)$$

en donde V es la fuerza cortante que actúa en una sección dada de una viga, Q es el momento estático con respecto al eje neutro del área de la sección encima o debajo del corte donde se sea determinar el esfuerzo cortante, I es momento de inercia de la sección y b es el ancho de la sección al nivel del corte considerado. En la Fig. 9.9 se puede apreciar el significado de la ecuación (9.16).

Para secciones rectangulares la fórmula (9.16) da el siguiente valor para el esfuerzo cortante a la altura del plano, que es el máximo posible:

$$v_{\max} = \frac{3}{2} \frac{V}{bd} \quad (9.17)$$



V = fuerza cortante

v = esfuerzo cortante a la altura y

$Q = A \cdot y$

b = ancho de la sección donde se desea determinar el esfuerzo cortante

En vigas de sección rectangular el esfuerzo cortante máximo se presenta a la altura del eje neutro y se calcula por medio de la ecuación

$$v_{\max} = \frac{3}{2} \frac{V}{bd} \quad \text{-----} \quad (9.17)$$

FIGURA 9.9 Esfuerzos cortantes en vigas

V es la fuerza cortante y b y d son las dimensiones de la sección. Generalmente los reglamentos permiten que la revisión por esfuerzo cortante se efectúe para la fuerza cortante correspondiente a una sección a un peralte del apoyo. Esto se ilustra en el ejemplo 9.8.

Es frecuente que por razones funcionales sea necesario recortar los extremos de vigas, de manera que quede reducido el peralte disponible en esta región, como se indica en la Fig. 9.10.

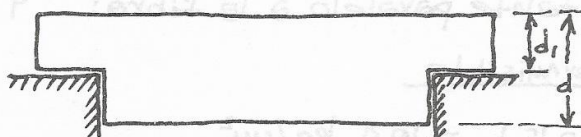
Debido a las concentraciones de esfuerzos que se presentan en esta situación, es conveniente calcular los esfuerzos cortantes con un criterio conservador. Un método típico consiste en obligar que el esfuerzo cortante calculado con una expresión semejante a la fórmula (9.18), sea inferior al esfuerzo cortante permisible.

$$\tau = \frac{3V}{2bd_1} \cdot \frac{d}{d_1} \quad (9.18)$$

En este caso se toma como valor de V el de la reacción total sobre el apoyo. El significado de las literales se aprecia en la fig. 9.18.

Ejemplo 9.8. Para ilustrar la aplicación de la fórmula (9.17) se supuso que la fuerza cortante es la acción crítica, cosa que no es frecuente en casos prácticos. Obsérvese que no se incrementó el esfuerzo permisible aunque se trata de madera seca. Esto se debió a que en las NTC no se permiten incrementos en este caso para condición seca por considerarse que el secado puede dar origen a rajaduras horizontales en los extremos que pueden afectar la resistencia a esfuerzos cortantes. En el cálculo, como lo permiten las NTC, se utilizó la fuerza cortante correspondiente a una sección localizada a un peralte del apoyo.

Ejemplo 9.9. Capacidad por cortante de una viga con recortes en los extremos. Se ilustra la aplicación de la fórmula (9.18).



$$\tau = \frac{3V}{2bd_1} \cdot \frac{d}{d_1} \quad \text{-----} \quad (9.18)$$

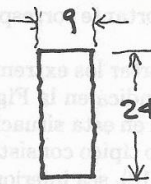
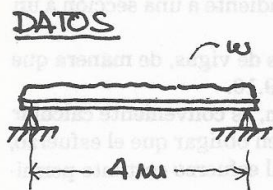
V = reacción en el apoyo
 b = ancho de la viga
 d_1 = peralte sobre el recorte
 τ = esfuerzo cortante
 d = peralte total

FIGURA 9.10 Esfuerzo cortante en viga con recorte en los extremos

9.4.3 Acciones normales a las fibras

En las vigas, pueden presentarse esfuerzos de compresión normales a las fibras en los apoyos y bajo las cargas concentradas, como se muestra en la Fig. 9.11-a. Los valores de los esfuerzos de compresión normal a las fibras a veces denominados de aplastamiento, se obtienen dividiendo la carga entre el área en que está aplicada. Estos valores deben ser inferiores a los permisibles.

En el caso de apoyos de menos de 15 cm de largo localizados a más de 8 cm del extremo (Fig. 9.11-c), las NTC permiten incrementar el esfuerzo permisible de acuerdo con la Tabla 9-1. Este incremento se justifica porque las fibras inmediatas a la zona afectada contribuyen considerablemente a resistir la carga. En situaciones en que toda la superficie de una pieza está cargada la resistencia es menor. Así, en el caso de la Fig. 9-a, la resistencia a compresión normal es mayor que en el de la Fig. 9-b.

EJEMPLO (9.8)**CAPACIDAD POR CORTANTE DE UNA VIGA CON CARGA UNIFORME**DATOS

CH < 18%

COMBINACION DE CARGA: VIVA MAS MUERTA

MADERA DE CALIDAD V-65 SEGUN CLASIFICACION NTC

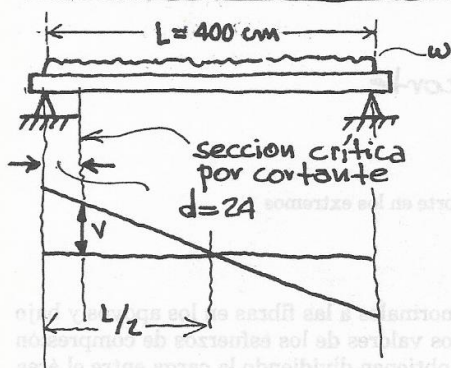
SE PIDE:DETERMINAR EL VALOR MAXIMO QUE PUEDE TENER w SUPONIENDO QUE LA FUERZA CORTANTE ES LA ACCION CRITICAESFUERZO PERMISIBLEIncrementos (Secciones 8.2 y 8.3)

a) Por duración de carga: 15%

b) Por condición seca: 0%

Esfuerzo en condición verde (Tabla 8.4)Esfuerzo cortante paralelo a la fibra: 9 kg/cm^2 Esfuerzo permisible

$$v_p = 9(1+0.15) = \underline{10.4 \text{ kg/cm}^2}$$

CAPACIDAD DE CARGA POR CORTANTE

$$\begin{aligned} V &= \frac{w(L-2d)}{2} = \\ &= \frac{w(400-48)}{2} = \\ &= 176 w \quad \text{--- (a)} \end{aligned}$$

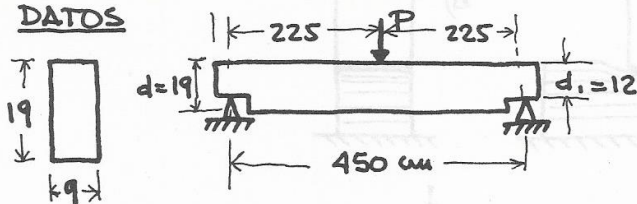
$$v_{\max} = \frac{3}{2} \cdot \frac{V}{bd} \quad \text{--- (9.17)}$$

$$V = \frac{2}{3} \times 10.4 \times 9 \times 24 = 1498 \text{ kg}$$

Sustituyendo en (a):

$$1498 = 176 w \quad w = 8.5 \text{ kg/cm}$$

$$w = 0.85 \text{ ton/m}$$

EJEMPLO**9.9****CAPACIDAD POR CORTANTE DE UNA VIGA CON RECORTES EN LOS EXTREMOS****DATOS**

$$\sigma_p = 10 \text{ kg/cm}^2$$

SE PIDE :

ENCONTRAR EL VALOR MAXIMO QUE PUEDE ALCANZAR P SUPONIENDO QUE LA FUERZA CORTANTE ES LA ACCION CRITICA

CAPACIDAD POR CORTANTE

$$\sigma = \frac{3V}{2bd_1} \cdot \frac{d}{d_1} \quad \text{--- (9.18)}$$

$$10 = \frac{3V}{2 \cdot 9 \cdot 12} \cdot \frac{19}{12}$$

$$; \quad V = 455 \text{ kg}$$

$$V = \frac{P}{2}$$

$$P = 910 \text{ kg}$$

PROPIEDAD
DEL
CONSEJO NACIONAL
DE LA MADERA EN
LA CONSTRUCCION, A.C.
MEXICO, D.F.

El presente es un documento de trabajo que se elabora en el marco de la colaboración entre el Consejo Nacional de la Madera en la Construcción, A.C. y el Instituto Tecnológico y de Estudios Superiores de Occidente (ITESO) para la elaboración de la Norma Mexicana de la Madera en la Construcción, A.C. Este documento es de uso interno y no debe ser distribuido fuera del ámbito de la colaboración mencionada.

El presente es un documento de trabajo que se elabora en el marco de la colaboración entre el Consejo Nacional de la Madera en la Construcción, A.C. y el Instituto Tecnológico y de Estudios Superiores de Occidente (ITESO) para la elaboración de la Norma Mexicana de la Madera en la Construcción, A.C. Este documento es de uso interno y no debe ser distribuido fuera del ámbito de la colaboración mencionada.

El presente es un documento de trabajo que se elabora en el marco de la colaboración entre el Consejo Nacional de la Madera en la Construcción, A.C. y el Instituto Tecnológico y de Estudios Superiores de Occidente (ITESO) para la elaboración de la Norma Mexicana de la Madera en la Construcción, A.C. Este documento es de uso interno y no debe ser distribuido fuera del ámbito de la colaboración mencionada.

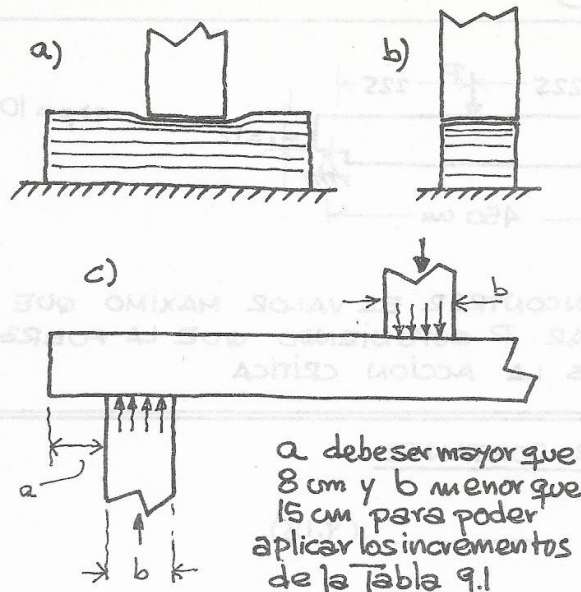


FIGURA 9.11 Esfuerzos de compresión perpendiculares a las fibras (aplastamiento)

TABLA 9.1. PORCENTAJES DE INCREMENTO DE ESFUERZOS PERMISIBLES DE COMPRESION PERPENDICULAR A LAS FIBRAS SEGUN LA LONGITUD DEL APOYO

Longitud de apoyo, en cm	Porcentaje de incremento
1.5	75
2.5	38
4.0	25
5.0	19
8.0	13
10.0	10
15.0	00

Ejemplo 9.10. Revisión de esfuerzos de aplastamiento en una viga. Se supuso que predominó la carga muerta, por lo que no se incrementó el esfuerzo permisible por duración de carga. El aumento de 50 por ciento se debe a condición seca. Para revisar el esfuerzo bajo la carga concentrada se consideró un 10 por ciento adicional, de acuerdo con la Tabla 9.1, ya que la longitud del apoyo es menor de 15 cm y la distancia al extremo es mayor de 8 cm. Este incremento también podría haberse utilizado en los apoyos al comprobar que la longitud requerida dejaba una longitud hasta el apoyo también superior a 8 cm.

De acuerdo con el cálculo la longitud requerida en los apoyos fue de solo 3 cm por lo que resultó un valor de $L=343$ cm. Cálculos de este tipo son convenientes únicamente cuando el ancho del apoyo es grande. En muchos casos es más sencillo suponer que la longitud del claro es igual a la distancia entre centros de apoyos y revisar si el esfuerzo de aplastamiento en toda la superficie del apoyo es inferior al permisible. En el ejemplo, siguiendo este criterio, habría resultado un claro $L=355$ cm, al que habrían correspondido momentos ligeramente mayores que los obtenidos con $L=344$ cm. Evidentemente los esfuerzos de aplastamiento habrían sido muy inferiores a los permisibles.

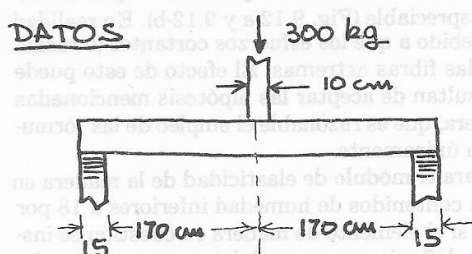
9.4.4 Deflexión

Suele aceptarse que la deflexión de vigas de madera puede predecirse por medio de las expresiones que proporciona la Macánica de Materiales para el cálculo de deflexiones debidas a flexión. Esto implica:

EJEMPLO

9.10

REVISIÓN DE ESFUERZOS DE APLASTAMIENTO EN UNA VIGA

DATOS

$$CH < 18 \%$$

14 COMBINACIÓN DE CARGA:
MUERTA
MADERA DE SEGUNDA SEGUN NORMA DGN C18-1946

- SE PIDE:
- DETERMINAR EL CLARO DE CALCULO DE ACUERDO CON EL AREA DE APOYO REQUERIDA
 - REVISAR EL ESFUERZO BAJO LA CARGA CONCENTRADA

REACCION

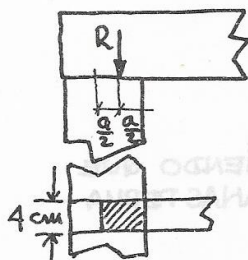
$$R = \frac{300}{2} = 150 \text{ kg}$$

ESFUERZOS PERMISIBLES (TABLAS 8.3 y 9.1; SECCIONES 8.2 y 8.3)En los apoyos

$$f_{mp} = 9(1+0.50) = 13.5 \text{ kg/cm}^2$$

Bajo la carga concentrada

$$f_{mp} = 9(1+0.50+0.10) = 14.4 \text{ kg/cm}^2$$

CLARO DE CALCULOLongitud de apoyo requerida

$$R = 4 \times a \times f_{mp}$$

$$150 = 4 \times a \times 13.5 \quad a = 3 \text{ cm}$$

claro

$$L = 340 + 3$$

$$L = 343 \text{ cm}$$

REVISIÓN DE ESFUERZO BAJO CARGA CONCENTRADA

$$f_m = \frac{300}{4 \times 10} = 7.5 \text{ kg/cm}^2 < f_{mp} = 14.4 \text{ kg/cm}^2$$

a) que se considera válida la hipótesis de que las secciones planas antes de la flexión permanecen planas después de ella, y, b) que la deformación debida a cortante es despreciable (Fig. 9.12-a y 9.12-b). En realidad en vigas de madera las secciones planas se vuelven curvas debido a que los esfuerzos cortantes (o rasantos) varían desde un máximo en el eje neutro hasta cero en las fibras extremas. El efecto de esto puede apreciarse en la Fig. 9.12-c. Sin embargo, los errores que resultan de aceptar las hipótesis mencionadas son menores de aproximadamente cuatro por ciento, de manera, que es razonable el empleo de las fórmulas usuales para la determinación de la deflexión por flexión únicamente.

Como se indicó en otro lugar, las NTC dan dos valores para el módulo de elasticidad de la madera en condición verde: un valor mínimo y un valor promedio. Para contenidos de humedad inferiores a 18 por ciento, estos valores pueden incrementarse un 10 por ciento, si el elemento de madera en cuestión se instaló en condición seca. Las NTC indican que para cálculos de deflexión en general deben usarse los valores mínimos. Sin embargo, si se trata de elementos resistentes que trabajan en conjunto, espaciados a no más de 60 cm se permite utilizar el valor medio, ya que es poco probable que todos los miembros involucrados tengan valores bajos del módulo de elasticidad.

Al estudiar las deformaciones de estructuras de madera debe tenerse en cuenta que las viga, cuando quedan sometidas a cargas que actúan durante largo tiempo, adquieren deformaciones adicionales debido a un comportamiento viscoelástico de la madera, comparables a las que resultan de un cálculo elástico. Esto no significa que el módulo de elasticidad cambia con el tiempo. Por el contrario, permanece constante, lo que puede comprobarse ensayando vigas que han estado cargadas durante largo tiempo: el módulo que resulta es el mismo que el obtenido antes de la aplicación de la carga.

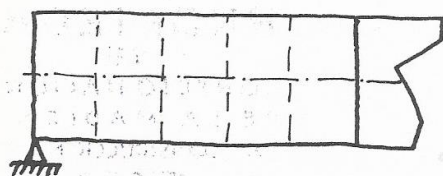
En el artículo 207 del Título IV del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (9.19) se establecen los siguientes límites para flechas:

Para miembros que no afectan elementos no estructurales:

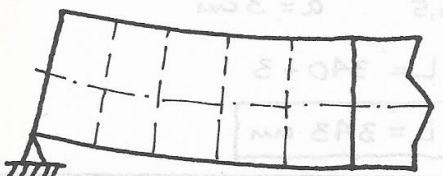
$$\Delta < 0.5 \text{ cm} + \frac{L}{240}$$

Para miembros que afectan elementos no estructurales:

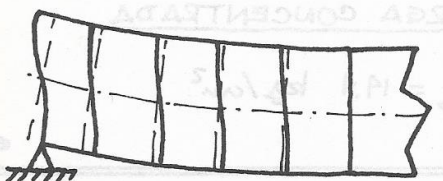
$$\Delta < 0.3 \text{ cm} + \frac{L}{480}$$



a) VIGA ANTES DE APLICACIÓN DE CARGA



b) CONDICIÓN SUPONIENDO QUE LAS SECCIONES PLANAS PERMANECEN PLANAS



c) CONDICIÓN REAL EN QUE LAS SECCIONES PLANAS SE VUELVEN CURVAS DEBIDO AL EFECTO DE LOS ESFUERZOS RASANTES

FIGURA 9.12 Deflexión de vigas

Estos límites no son aplicables a los claros pequeños propios de muchos de los elementos de los sistemas de piso o techo: las flechas admisibles correspondientes son excesivas. Para claros inferiores a 3.5 cm las NTC proponen como límite cuatro milésimas del claro incluyendo las deformaciones diferidas. Si la deformación puede afectar a elementos no estructurales se recomienda que las deformaciones no excedan de tres milésimas del claro.

Otros reglamentos dan recomendaciones semejantes. Véanse, por ejemplo, las referencias 9.5, 9.8 y 9.9.

Ejemplo 9.11. Siguiendo las recomendaciones de las NTC, por tratarse de un miembro aislado, se utilizó el menor de los módulos de elasticidad dados en la Tabla 8.3. Este valor se incrementó en un 10 por ciento ya que se supone que el miembro se instalará en condición seca y permanecerá en esta condición en uso. No se tomó en cuenta de manera explícita la deformación adicional debida, a las características viscoelásticas de la madera. En el caso del ejemplo, dada la diferencia entre la deflexión calculada y la admisible y en vista de que los valores de los módulos de elasticidad recomendados en las NTC son conservadores, puede considerarse que la sección de la viga es aceptable desde el punto de vista de deformación. Cuando se desea tomar en cuenta los efectos viscoelásticos pueden multiplicarse las deflexiones calculadas en la forma ilustrada en el ejemplo por un factor que varía aproximadamente de 1.5 a 2.0 según la proporción de carga aplicada en forma continua.

9.4.5 Cargas vivas en pisos y techos de vigas con acción solidaria

En sistemas de piso o techo formados por elementos poco espaciados sobre los cuales descansan duelas o tablas que contribuyen a un comportamiento solidario de las piezas longitudinales (Fig. 9.13) los reglamentos suelen permitir incrementos en los esfuerzos permisibles y valores de los módulos de elasticidad para el cálculo de deflexiones mayores que los especificados para miembros aislados. Así, por ejemplo, las NTC permiten incrementar los esfuerzos permisibles para elementos aislados en un 20 por ciento y emplear el valor medio del módulo de elasticidad para cálculos de deflexiones.

Un problema particular que se presenta al aplicar el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (9.19) es la determinación del valor de la carga viva que debe utilizarse. De acuerdo con el capítulo XXVI del Título IV de este reglamento se establecen los siguientes tres niveles de carga viva según la combinación de acciones por considerar:

ω : carga viva media, para cálculo de asentamiento diferidos.

ω_a : carga viva instantánea para diseño por sismo o viento

ω_m : carga viva máxima, para diseño por fuerzas gravitacionales.

Para vivienda, por ejemplo, las NTC especifican los siguientes valores:

$$\omega = 70 \text{ kg/m}^2$$

$$\omega_a = 90 \text{ kg/m}^2$$

$$\omega_m = 120 + 420 A$$

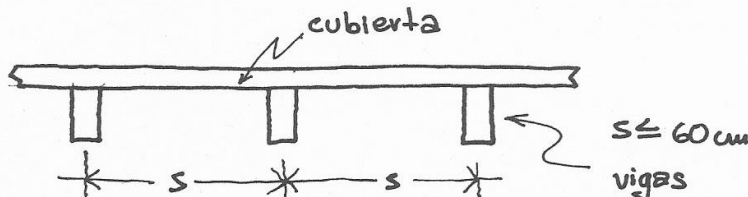
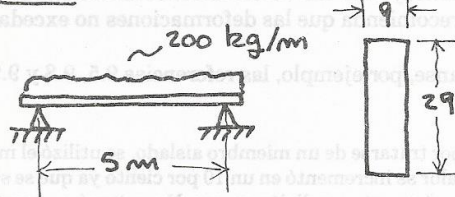


FIGURA 9.13 Sistemas de piso en los que puede considerarse comportamiento solidario de las vigas

PROPIEDAD
DEL
CONSEJO NACIONAL
DE LA MADERA EN
LA CONSTRUCCION, A.C.
MEXICO, D.F.

EJEMPLO**9.11****REVISIÓN DE LA DEFLEXIÓN DE UNA VIGA****DATOS**

CH < 18% (al instalarse y en condición de servicio)

MADERA DE PRIMERA SEGUN LA NORMA DGN C18-1946
MIEMBRO AISLADO CUYA DEFLEXIÓN NO AFECTA A MIEMBROS NO ESTRUCTURALES.

SE PIDE: DETERMINAR LA DEFLEXIÓN Y COMPARARLA CON EL VALOR ADMISIBLE SEGUN LAS NTC

FLECHA ADMISIBLE

$$\Delta_{adm} = 0.5 \text{ cm} + \frac{L}{240} \quad (\text{secc. 9.4.4})$$

$$\Delta_{adm} = 0.5 + \frac{500}{240} = \underline{\underline{2.6 \text{ cm}}}$$

FLECHA CALCULADA

$$\Delta = \frac{5}{384} \cdot \frac{wL^4}{EI}$$

$$w = 200 \text{ kg/m} = 2 \text{ kg/cm}$$

$$I = \frac{1}{12} bd^3 = \frac{1}{12} \cdot 9 \cdot 29^3 = 18292 \text{ cm}^4$$

$$E = 1.10 \times 40000 = 44000 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{Tabla 8.3 y Secc. 8.3})$$

$$\Delta = \frac{5}{384} \cdot \frac{2 \times 500^4}{44000 \times 18292}$$

$$\boxed{(\Delta = 2 \text{ cm}) < (\Delta_{adm} = 2.6 \text{ cm})}$$



En general el valor de ω_m depende de A , que es la superficie tributaria del elemento en estudio, en m^2 . Sin embargo, según el inciso 3.3 de la NTC para sistemas de piso o techo de madera en los que la separación de las vigas es igual o menor que 60 cm, para el diseño de la cubierta no es necesario considerar una carga viva, ω_m , superior a la que corresponde a un área tributaria de $25m^2$. Para las vigas el área tributaria será

- a) 10 veces el área tributaria del elemento cuando el valor de a sea menor o igual que 0.1.
- b) 5 veces el área tributaria del elemento cuando el valor de a sea mayor que 0.1 menor o igual que 1.0.
- c) 2 veces el área tributaria del elemento cuando el valor a sea mayor que 1.0.

El valor de a está dado por

$$a = \frac{s^3}{L^3} \cdot \frac{E_v I_v}{E_c I_c} \quad (9.19)$$

donde

- a = relación entre la rigidez de las vigas y la de la cubierta.
- L = claro
- s = separación centro centro entre vigas.
- $E_v I_v$ = rigidez de las vigas
- E_c = módulo de elasticidad de la cubierta en sentido normal a las vigas
- $I_c = bt^3/12$
- b = dimensión de la cubierta en dirección de las vigas
- t = espesor de la cubierta

El área tributaria, A , no debe tomarse mayor que el área total de la cubierta.

Ejemplo 9.12. Determinación de las cargas vivas a utilizar en el diseño de un sistema de piso según las NTC.
Para poder aplicar las reglas de las NTC para determinar las cargas vivas que deben utilizarse en el dimensionamiento de las vigas y la cubierta de sistemas de piso o techo es necesario suponer dimensiones tentativas. Una vez establecidas las cargas se comprueba si los esfuerzos y las deflexiones son iguales o inferiores a los límites aceptables. En caso necesario deberán modificarse las dimensiones, hacer una nueva determinación de cargas vivas y revisar los esfuerzos y las deflexiones. El proceso se repite hasta obtener un diseño que satisfaga los requisitos de seguridad y deformación. El sistema de piso propuesto en este ejemplo se revisa en el ejemplo 9.15.

9.4.6 Ejemplos de diseño de vigas

En las secciones anteriores se reseñaron los distintos aspectos a considerar en el dimensionamiento de vigas. En esta sección se presentan ejemplos de diseño en los que se ilustra cómo tomar en cuenta estos aspectos. En su mayoría los ejemplos son de revisión; es decir, dado un elemento de dimensiones conocidas se comprueba si se satisfacen adecuadamente los requisitos de esfuerzo y deformación. En efecto, en la práctica el diseño consiste en una serie de tanteos sucesivos en que se van proponiendo secciones de los distintos elementos hasta lograr una estructura cuyos componentes se utilicen en la forma más eficiente posible.

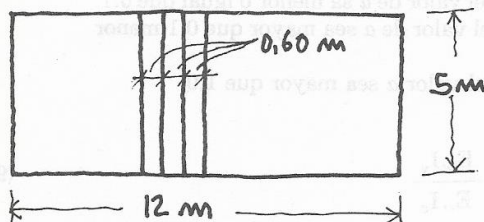
Por regla general los requisitos críticos que deben satisfacer las vigas son los de esfuerzos permisibles de flexión y los de deformación. Una vez satisfechos éstos se revisa si se cumplen los de esfuerzo cortante y los de aplastamiento.

Es conveniente utilizar piezas de un sistema estándar de dimensiones como el propuesto en el Apéndice A. El utilizar piezas de dimensiones especiales rara vez se justifica. Los cálculos pueden simplificarse notablemente si se cuenta con tablas de propiedades geométricas y mecánicas de las piezas de dimensiones estándar.

Evidentemente toda precisión en el cálculo carece de sentido si los esfuerzos permisibles no se eligen con cuidado y si no se ha hecho un análisis razonable de las cargas que actuarán sobre el elemento estructural o estructura en estudio.

EJEMPLO 9.12

DETERMINACIÓN DE LAS CARGAS VIVAS A UTILIZAR EN EL DISEÑO DE UN SISTEMA DE PISO SEGUN LAS NTC

DATOS**VIGAS:**

DIMENSIONES: 6.5 cm x 24 cm

CLARO: $L = 5 \text{ m}$

SEPARACION: $S = 0.60 \text{ m}$

**CUBIERTA DE DUELA MACHIHUE-
BRADA:**

PERALTE: $t = 1.6 \text{ cm}$

DIMENSIONES: 5 m x 12 m

AREA TOTAL: 60 m^2

CH < 18%

MADERA DE CALIDAD V-75

SEGUN CLASIFICACIÓN NTC

PISO DESTINADO A VIVIENDA

SE PIDE:

DETERMINAR LA CARGA VIVA QUE DEBE UTILIZARSE PARA DIMENSIONAR LAS VIGAS Y LA CUBIERTA DEL SISTEMA DE PISO INDICADO.

MODULOS DE ELASTICIDAD

(Tabla 8.4, secciones 8.3 y 9.4.5)

$$E_v = E_c = 1.10 \times 70\,000 = \underline{77\,000 \text{ kg/cm}^2}$$

CARGA VIVA PARA EL DIMEUSIONAMIENTO DE LAS VIGAS**CALCULO DE a**

$$a = \frac{S^3}{L^3} \cdot \frac{E_v I_v}{E_c I_c} ; E_v = E_c \therefore a = \frac{S^3}{L^3} \cdot \frac{I_v}{I_c}$$

$$I_v = \frac{1}{12} b d^3 = \frac{1}{12} \times 6.5 \times 24^3 = 7488 \text{ cm}^4$$

$$I_c = \frac{1}{12} b t_c^3 = \frac{1}{12} \times 500 \times 1.6^3 = 171 \text{ cm}^4$$

$$a = \left(\frac{60}{500}\right)^3 \cdot \frac{7488}{171} = 0.076 < 0.1$$

$\therefore$ usar diez veces el área tributaria.



EJEMPLO**9.12****(Continuación)****2****AREA TRIBUTARIA**

$$A = 10 \times 0.6 \times 5 = 30 \text{ m}^2 < 60 \text{ m}^2$$

CARGA VIVA

$$w_m = 120 + 420 A^{-1/2} \quad (\text{sección 94.5})$$

$$w_m = 120 + 420 \times 30^{-1/2}$$

$$w_m = 197 \text{ kg/m}^2$$

CARGA VIVA PARA EL DIMENSIONAMIENTO DE LA CUBIERTA

$$\text{Area tributaria} = 5 \times 0.6 = 3 \text{ m}^2 < 25 \text{ m}^2$$

$$w_m = 120 + 420 \times 25^{-1/2}$$

$$w_m = 204 \text{ kg/m}^2$$

**PROPIEDAD
DEL
CONSEJO NACIONAL
DE LA MADERA EN
LA CONSTRUCCION, A. C.
MEXICO, D.F.**

Ejemplo 9.13. Separación de apoyos para los tablones de un sistema de piso. Se supuso que los tablones actúan como vigas continuas apoyadas sobre las vigas de 6.5 cm × 9 cm. Para un comportamiento adecuado los tablones deben estar machihembrados. Las expresiones utilizadas para estimar los valores máximos de momento, fuerza cortante, reacción y deflexión son fórmulas aproximadas semejantes a las propuestas en la referencia 9.11. Para tomar en cuenta el hecho de que parte de los tablones se interrumpirá en los apoyos de manera que sobre éstos no se cuenta con el ancho total de un metro se redujo el módulo de sección correspondiente a una sección de 4 cm por 100 cm multiplicándolos por 0.6, lo que suele ser una práctica conservadora.

Dadas las dimensiones y la forma de los tablones los valores de los factores de tamaño (C_t) y de forma (C_{ff}) son iguales a la unidad. Se aprecia que, como es usual en piezas apoyadas sobre su lado mayor, el esfuerzo cortante y el de aplastamiento distan mucho de ser críticos.

Para mayor información sobre el diseño de las cubiertas de sistemas de piso consúltese el capítulo 20 de la referencia 9.5 y la sección 5.5 de la referencia 9.9

Ejemplo 9.14. Dimensionamiento de las vigas de un sistema de piso. Se supone que los tablones fueron diseñados previamente, de manera que soportan adecuadamente la carga dada en el claro de 150 cm. Como la separación entre vigas es mayor que 60 cm no se aplicaron los consideraciones de la sección 9.4.5. Se consideró que el sistema de construcción es tal que se proporciona suficiente apoyo lateral a la cara de compresión para poder despreciar los efectos de pandeo.

Para tomar en cuenta los efectos viscoelásticos en el cálculo de deflexiones se estimó que el 25 por ciento de la carga total actúa en forma permanente.

Las vigas se apoyan sobre un muro de mampostería de 28 cm de espesor. Se consideró una longitud de apoyo de 10 cm, lo que proporciona 4 cm de holgura entre los extremos de las vigas y el muro que continúa al nivel superior. Teniendo esto en cuenta resultó una longitud entre centros de apoyo de 510 cm.

Al determinar el módulo de sección requerido se comprobó que ninguna de las secciones estándar del Apéndice A era lo suficientemente grande, por lo que fue necesario recurrir a una sección de 14 cm × 34 cm, aproximadamente equivalente a una sección con dimensiones nominales de 6 pulg × 14 pulg.

La deflexión diferida debida a efectos viscoelásticos se tuvo en cuenta multiplicando la deflexión correspondiente a la parte de la carga que actuará en forma continua, por un factor de 1.5.

Ejemplo 9.15. Revisión de un sistema de piso según las NTC. Salvo en algunos detalles se han seguido aquí, casi al pie de la letra, las recomendaciones de las NTC para el diseño de sistemas de piso en que puede suponerse que existe una acción solidaria de las vigas por estar poco espaciadas. El cálculo de las cargas vivas a considerar se hizo en el ejemplo 9.12. Las observaciones hechas en relación con el diseño de la cubierta del ejemplo 9.13 son aplicables también aquí. La deflexión diferida se tuvo en cuenta multiplicando la deflexión debida a carga muerta por 1.5. Para evitar repeticiones no se revisaron los esfuerzos de aplastamiento; los cálculos correspondientes se efectuaron como en ejemplos anteriores.

9.4.7 Vigas sometidas a flexión biaxial

En los largueros de techos inclinados la dirección de la carga no coincide con la de ninguno de los ejes principales o ejes de simetría (Fig. 9.14). Los esfuerzos máximos, que se presentan en las esquinas más alejadas A y B, pueden calcularse por medio de la expresión

$$f_b = \frac{M_x}{S_x} + \frac{M_y}{S_y} \quad (9.20)$$

donde M_x y M_y son las componentes de los momentos con respecto a los ejes XX y YY, y S_x y S_y son los módulos de sección correspondientes.

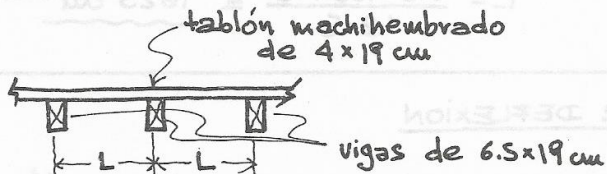
La deflexión puede calcularse por medio de la expresión

$$\Delta = \sqrt{\Delta_x^2 + \Delta_y^2} \quad (9.21)$$

donde Δ_x y Δ_y son las deflexiones con respecto a los ejes XX y YY.

EJEMPLO

9.13

SEPARACION DE APOYOS PARA LOS TABLO-
NES DE UN SISTEMA DE PISODATOS

CARGA: 500 kg/m^2

$E = 75000 \text{ kg/cm}^2$

$\Delta_{max} = 0,004 L$

ESFUERZOS PERMISIBLES:

FLEXION : $f_{bp} = 75 \text{ kg/cm}^2$
 CORTANTE : $v_p = 15 \text{ kg/cm}^2$
 APLASTAMIENTO : $f_{ap} = 15 \text{ kg/cm}^2$

SE PIDE: ENCONTRAR LA SEPARACION MAXIMA ADMISIBLE DE LAS VIGAS SOBRE LAS QUE SE APOYAN LOS TABLONES

CLARO ADMISIBLE POR FLEXION

Considerar un ancho de 100 cm

$$M = \frac{1}{10} w L^2 \quad M = f_{bp} \cdot S \quad \therefore \frac{1}{10} w L^2 = f_{bp} \cdot S$$

$$L = \sqrt{\frac{10 f_{bp} S}{w}}$$

$$S = \frac{b d^2}{6} = 0,6 \left(\frac{100 \times 4^2}{6} \right) = 160 \text{ cm}^3$$

$$w = 500 \text{ kg/m} = 5 \text{ kg/cm}$$

$$L = \sqrt{\frac{10 \times 75 \times 160}{5}} = \underline{\underline{155 \text{ cm}}}$$

CLARO ADMISIBLE POR CORTANTE

$$V = 0,6 w L \quad ; \quad V = \frac{2}{3} v_p b d \quad 0,6 w L = \frac{2}{3} v_p b d$$

$$L = \frac{\frac{2}{3} v_p b d}{0,6 w}$$

$$L = \frac{\frac{2}{3} \frac{15 \times 100 \times 4}{0,6 \times 5}} = \underline{\underline{1333 \text{ cm}}}$$

CLARO ADMISIBLE POR APLASTAMIENTO

$$R = 1,2 w L \quad ; \quad R = A \cdot f_{ap} \quad 1,2 w L = A \cdot f_{ap}$$

EJEMPLO

9.13

(Continuación)

2

$$L = \frac{A \cdot f_{mp}}{1.2 w}$$

$$L = \frac{6.5 \times 100 \times 15}{1.2 \times 5} = \underline{1625 \text{ cm}}$$

CLARO ADMISIBLE POR DEFLEXION

$$\Delta = \frac{wL^4}{145 EI} \quad ; \quad \Delta_{max} = 0.004 L \quad 0.004 L = \frac{wL^4}{145 EI}$$

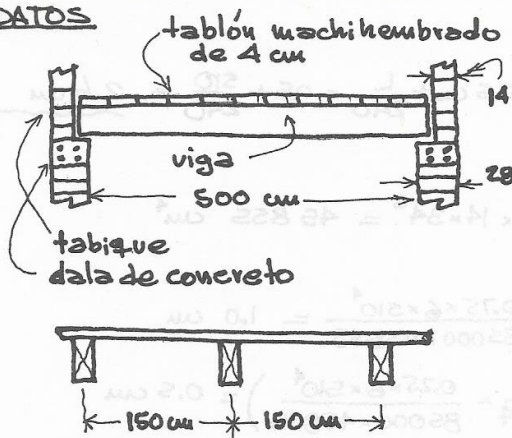
$$L = \sqrt[3]{\frac{0.004 \times 145 EI}{w}}$$

$$I = \frac{1}{12} \times 100 \times 4^3 = 533 \text{ cm}^4$$

$$L = \sqrt[3]{\frac{0.004 \times 145 \times 75000 \times 533}{5}} = \underline{167 \text{ cm}}$$

∴ Rige el claro por flexión:

$$L = 155 \text{ cm}$$

EJEMPLO 9.14**DIMENSIONAMIENTO DE LAS VIGAS DE UN SISTEMA DE PISO****DATOS**

CARGA: 400 kg/m²
(Suponer que el 25% es carga permanente)

ESFUERZOS PERMISIBLES:

FLEXION: $f_{bp} = 80 \text{ kg/cm}^2$
CORTANTE: $v_p = 16 \text{ kg/cm}^2$
APLASTAMIENTO: $f_{ap} = 16 \text{ kg/cm}^2$

$E = 85\,000 \text{ kg/cm}^2$

$\Delta_{max} = 0.5 \text{ cm} + \frac{L}{240}$

SE PIDE: DIMENSIONAR LAS VIGAS DEL SISTEMA DE PISO INDICADO

CLARO DE CALCULO

$$L = 500 + 10 = 510 \text{ cm}$$

DIMENSIONAMIENTO POR FLEXION

$$w = 400 \times 1.5 = 600 \text{ kg/m} = 6 \text{ kg/cm}$$

$$M = \frac{1}{8} w L^2 = \frac{1}{8} \times 6 \times 510^2 = 1.95 \times 10^5 \text{ kg-cm}$$

$$S = \frac{M}{f_{bp}} = \frac{1.95 \times 10^5}{80} = 2438 \text{ cm}^3$$

Ensayar una sección de 14 x 34 cm (6 x 14 pulg)

$$M_{perm} = C_f f_{bp} S \quad \dots \dots (9.12)$$

$$S = \frac{bd^2}{6} = \frac{14 \times 34^2}{6} = 2697 \text{ cm}^3$$

$$C_f = 0.81 \frac{d^2 + 922}{d^2 + 568} \quad \dots \dots (9.11)$$

$$= 0.81 \frac{34^2 + 922}{34^2 + 568} = 0.98$$

$$M_{perm} = 0.98 \times 80 \times 2697 = 2.1 \times 10^5 \text{ kg-cm} > 1.95 \times 10^5$$

EJEMPLO

9.14

(Continuación)

2

REVISIÓN DEFLEXIÓNDEFLEXIÓN ADMISIBLE

$$\Delta_{max} = 0,5 \text{ cm} + \frac{L}{240} = 0,5 + \frac{510}{240} = \underline{2,6 \text{ cm}}$$

DEFLEXIÓN CALCULADA

$$\Delta = \frac{5}{384} \frac{wL^4}{EI}$$

$$I = \frac{1}{12} \times 14 \times 34^3 = 45\,855 \text{ cm}^4$$

Por carga no permanente: $\frac{5}{384} \times \frac{0,75 \times 6 \times 510^4}{85\,000 \times 45\,855} = 1,0 \text{ cm}$

Por carga permanente: $1,5 \left(\frac{5}{384} \times \frac{0,25 \times 6 \times 510^4}{85\,000 \times 45\,855} \right) = 0,5 \text{ cm}$

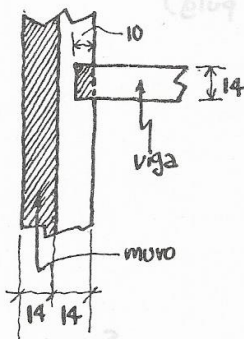
$$\Delta_{TOTAL} = 1,0 + 0,5 = \underline{1,5} < \Delta_{max} = 2,6 \text{ cm}$$

REVISIÓN POR CORTANTE

$$V = \frac{w(L-2d)}{2} \dots (\text{sección 9.4.2})$$

$$= \frac{6(510 - 2 \times 34)}{2} = \underline{1326 \text{ kg}}$$

$$v = \frac{3}{2} \frac{V}{bd} = \frac{3}{2} \frac{1326}{14 \times 34} = \underline{4,2 \text{ kg/cm}^2} < v_p = 16 \text{ kg/cm}^2$$

REVISIÓN DE ESFUERZOS DE APLASTAMIENTO

$$R = \frac{wL}{2} = \frac{6 \times 510}{2} = 1530 \text{ kg}$$

$$p_m = \frac{R}{A} = \frac{1530}{10 \times 14} = \underline{10,9 \text{ kg/cm}^2} < f_{ap} = 16 \text{ kg/cm}^2$$

EJEMPLO

(9.15)

REVISIÓN DE UN SISTEMA DE PISO SEGUN LAS NTC

DATOS

PARA GEOMETRÍA DEL SISTEMA, DIMENSIONES DE LAS VIGAS Y DE LA CUBIERTA Y DETERMINACIÓN DE LAS CARGAS VIVAS, VEASE EL EJEMPLO 9.12.

MADERA DE CALIDAD V-75 SEGUN LAS NORMAS DE CLASIFICACIÓN DE LAS NTC.

CH < 18 %

PESO VOLUMETRICO MADERA = 650 kg/m^3

CARGA MUERTA, INCLUYENDO PESO PROPIO DE LA CUBIERTA = 50 kg/m^2

COMBINACIÓN DE CARGA: MUERTA MAS VIVA

SE PIDE: REVISAR LOS ELEMENTOS DEL SISTEMA

VIGASCARGAS

Peso cubierta:	0.6×50	=	30 kg/m
Peso propio viga:	$0.065 \times 0.24 \times 650$	=	10.1 "
Carga muerta:		=	40.1 kg/m
Carga viva:	0.6×197	=	118 "
Total:		=	158.1 kg/m
		=	1.581 kg/cm

FLEXIONESFUERZO PERMISIBLE

Esfuerzo permisible en condición verde según tabla 8.4: 80 kg/cm^2

Incrementos

- a) Por duración de carga (secc. 8.2): 15 %
- b) Por condición seca (secc. 8.3): 10 %
- c) Por tratarse de elementos próximos (secc. 9.4.5): 20 %

Suponer que el apoyo lateral proporcionado por la cubierta es suficiente para poder despreciar los efectos de pandeo.

EJEMPLO

(9.15)

(Continuación)

2

$$f_{bp} = 80(1 + 0.15 + 0.10 + 0.20) = \underline{116 \text{ kg/cm}^2}$$

$$f_b = \frac{M}{S}$$

$$M = \frac{1}{8} w L^2 = \frac{1}{8} \times 158.1 \times 5^2 = 494 \text{ kg-m} = 49400 \text{ kg-cm}$$

$$S = \frac{bd^2}{6} = \frac{6.5 \times 24^2}{6} = 624 \text{ cm}^3$$

$$f_b = \frac{49400}{624} = \underline{79 \text{ kg/cm}^2} < f_{bp} = 116 \text{ kg/cm}^2$$

DEFLEXIONDeflexión admisible

$$\Delta_{max} = 0.5 + \frac{L}{240} = 0.5 + \frac{500}{240} = \underline{2.6 \text{ cm}}$$

Deflexión calculada

$$\Delta = 1.5 \Delta_m + \Delta_v$$

$$E = 1.1 \times 70000 = 77000 \text{ kg/cm}^2$$

$$I = \frac{1}{12} bd^3 = \frac{1}{12} \times 6.5 \times 24^3 = 7488 \text{ cm}^4$$

$$\Delta_m = \frac{5}{384} \frac{w_m L^4}{EI} = \frac{5}{384} \times \frac{0.401 \times 500^4}{77000 \times 7488} = 0.6 \text{ cm}$$

$$\Delta_v = \frac{5}{384} \frac{w_v L^4}{EI} = \frac{5}{384} \times \frac{1.18 \times 500^4}{77000 \times 7488} = 1.7 \text{ cm}$$

$$\Delta = 1.5 \times 0.6 + 1.7 = \underline{2.6 \text{ cm}} = \Delta_{max}$$

FUERZA CORTANTE

Esfuerzo permisible en condición verde
según tabla 8.4 : 11 kg/cm^2

Incrementos

- a) Por duración de carga (secc. 8.2): 15 %
 b) Por condición seca (secc. 8.3): 0 %
 c) Por tratarse de elementos
 próximos : 20 %

$$v_p = 11(1 + 0.15 + 0 + 0.20) = \underline{14.9 \text{ kg/cm}^2}$$

EJEMPLO

(9.15)

(Continuación)

3

$$v = \frac{3}{2} \frac{V}{bd}$$

$$V = \frac{w(L-2d)}{2} \dots \dots \text{(secc. 9.4.2)}$$

$$V = \frac{158.1(5 - 2 \times 0.24)}{2} = 357 \text{ kg}$$

$$v = \frac{3}{2} \cdot \frac{357}{65 \times 24} = \underline{3.4 \text{ kg/cm}^2} < v_p = 14.9 \text{ kg/cm}^2$$

CUBIERTA

Considerar un ancho de 100 cm.

CARGAS

Carga muerta: 50 kg/m

Carga viva: 204

Carga total: 254 kg/m = 2.54 kg/cm

FLEXIONEsfuerzo permisible: $f_{bp} = 116 \text{ kg/cm}^2$

$$f_b = \frac{M}{S}$$

$$M = \frac{1}{10} w L^2 = \frac{1}{10} \times 254 \times 0.6^2 = 9.14 \text{ kg-m} = 914 \text{ kg-cm}$$

$$S = \frac{bd^2}{6} = 0.6 \left(\frac{100 \times 1.6^2}{6} \right) = 26 \text{ cm}^3$$

$$f_b = \frac{914}{26} = 35 \text{ kg/cm}^2 < f_{bp} = 116 \text{ kg/cm}^2$$

FUERZA CORTANTEEsfuerzo permisible: $v_p = 14.9 \text{ kg/cm}^2$

$$V = 0.6 w L = 0.6 \times 254 \times 0.60 = 91 \text{ kg}$$

$$v = \frac{3}{2} \frac{V}{bd} = \frac{3}{2} \cdot \frac{91}{100 \times 1.6} = 0.9 \text{ kg/cm}^2 < 14.9$$

DEFLEXIONDeflexión admisible

$$\Delta_{max} = 0.004 \times L = 0.004 \times 60 = \underline{0.24 \text{ cm}}$$

Deflexion calculada

$$\Delta = 1.5 \Delta_m + \Delta$$

EJEMPLO

9.15

(Continuación)

4

$$E = 77\,000 \text{ kg/cm}^2$$

$$I = \frac{1}{12} b d^3 = \frac{1}{12} \times 100 \times 1.6^3 = 34 \text{ cm}^4$$

$$\Delta_m = \frac{w_m L^4}{145 EI} = \frac{0.5 \times 60^4}{145 \times 77000 \times 34} = 0.02 \text{ cm}$$

$$\Delta_v = \frac{w_v L^4}{145 EI} = \frac{2.04 \times 60^4}{145 \times 77000 \times 34} = 0.07 \text{ cm}$$

$$\Delta = 1.5 \times 0.02 + 0.07 = \underline{0.1 \text{ cm}} < 0.24 = \Delta_{\max}$$

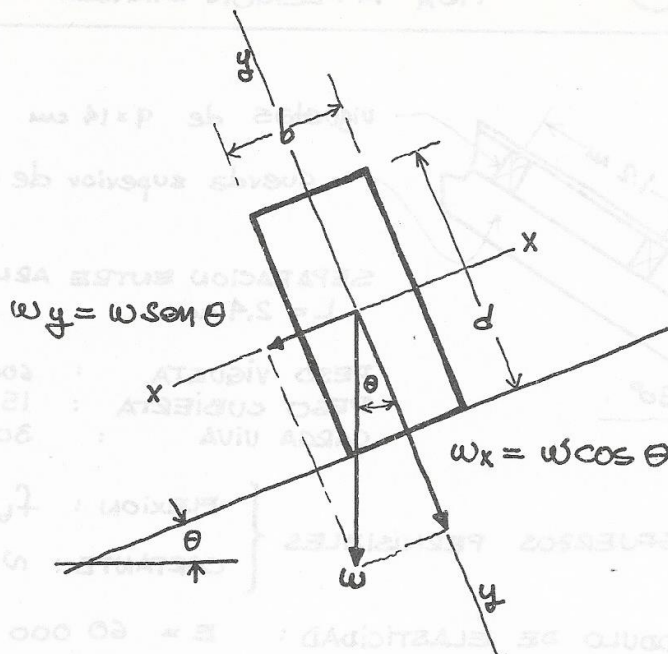


FIGURA 9.14 Viga sometida a flexión biaxial

Los esfuerzos cortantes no suelen ser críticos. Un indicio de su importancia puede obtenerse utilizando las fórmulas usuales con la componente de la fuerza cortante en la dirección más desfavorable.

Cuando la cubierta es lo suficientemente rígida y las uniones entre los diversos elementos son adecuados basta considerar las componentes de las cargas normales a los apoyos; las componentes paralelas son resistidas por la propia cubierta.

El dimensionamiento de vigas de madera sometidas a flexión biaxial se trata con más detalle en la sección 4.3 de la referencia 9.8 y en la sección 5.3.3 de la referencia 9.9. La teoría general de la flexión biaxial puede consultarse en cualquier texto de resistencia de materiales.

Ejemplo 9.16. Revisión de una vigueta sometida a flexión biaxial. Se supuso que el sistema de construcción de la cubierta no era apropiado para poder considerar que ésta resistía la componente de la carga paralela al apoyo. Para revisar el aplastamiento en los apoyos basta tomar la componente normal de las reacciones. Las componentes de las reacciones paralelas a los apoyos se utilizarían, para dimensionar los detalles de sujeción. En un cálculo más afinado que el del ejemplo sería necesario tomar en cuenta el posible efecto del pandeo lateral así como la influencia de la duración de la carga en la deflexión. El esfuerzo cortante, que resultó muy pequeño, se revisó únicamente para la componente, w_x . Dada la escasa magnitud de la carga y de los esfuerzos y deformaciones producidos por ésta las dimensiones propuestas para la vigueta son evidentemente conservadoras.

9.4.8 Vigas de sección compuesta

Es posible fabricar vigas con diversas combinaciones de piezas de madera. Incluso puede combinarse la madera con otros materiales, como el acero o el concreto.

Combinaciones diversas de madera maciza, madera laminada y triplay

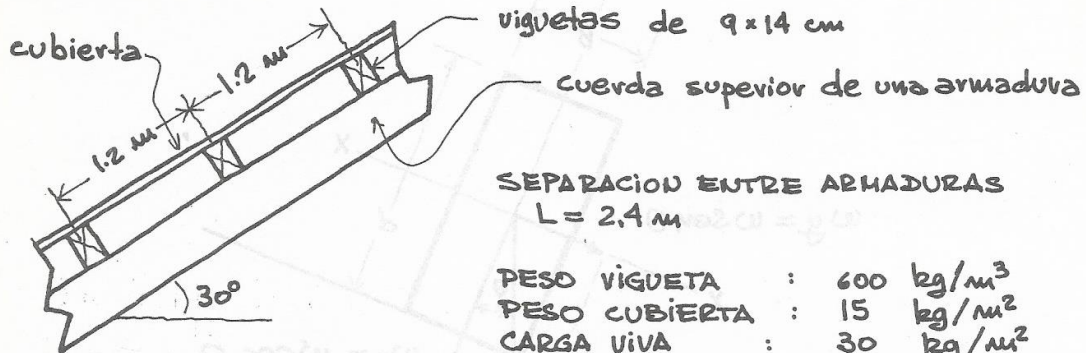
En la Figura 9.15 se muestran algunas combinaciones posibles de piezas de madera maciza, madera laminada y triplay. Las piezas se unen por medio de clavos, tornillos, o pegamentos. Estos medios de unión deben ser capaces de transmitir las fuerzas rasantes originadas por la flexión. La magnitud de es-

EjemPlo

(9.16)

REVISIÓN DE UNA VIGUETA
TIDA A FLEXIÓN BIAXIAL

SOME-

DATOS

ESFUERZOS PERMISIBLES { FLEXION : $f_{bp} = 60 \text{ kg/cm}^2$
 CORTANTE : $v_p = 6 \text{ kg/cm}^2$

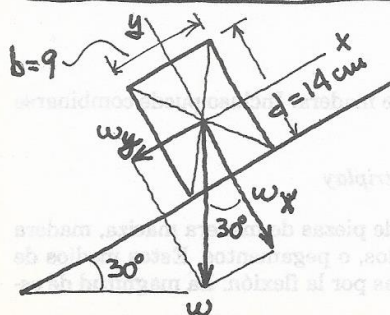
MODULO DE ELASTICIDAD : $E = 60\,000 \text{ kg/cm}^2$

DEFLEXION MAXIMA : $\Delta_{max} = 0.004 L$

SE PIDE: REVISAR LA VIGUETA POR FLEXION, DE-
FLEXION Y CORTANTE.

CARGA LINEAL QUE ACTUA SOBRE LA VIGUETA

Vigueta : $600 \times 0.09 \times 0.14 = 8 \text{ kg/m}$
 Cubierta : $15 \times 1.2 = 18 \text{ "}$
 Carga viva : $30 \times 1.2 = 36 \text{ "}$
 $w = 62 \text{ kg/m}$

COMPONENTES DE LA CARGA LINEAL

$w_x = w \cos 30^\circ = 62 \cos 30^\circ = 54 \text{ kg/m} = 0.54 \text{ kg/cm}$

$w_y = w \sin 30^\circ = 62 \sin 30^\circ = 31 \text{ kg/m} = 0.31 \text{ kg/cm}$

EJEMPLO

(9.16)

(Continuación)

2

ESFUERZO MAXIMO DEBIDO A FLEXIONMOMENTOS

$$M_x = \frac{1}{8} \times 54 \times 24^2 = 39 \text{ kg-m} = 3900 \text{ kg-cm}$$

$$M_y = \frac{1}{8} \times 31 \times 24^2 = 22 \text{ kg-m} = 2200 \text{ kg-cm}$$

MODULOS DE SECCION

$$S_x = \frac{bd^2}{6} = \frac{9 \times 14^2}{6} = 294 \text{ cm}^3$$

$$S_y = \frac{db^2}{6} = \frac{14 \times 9^2}{6} = 189 \text{ cm}^3$$

PROPIEDAD

DEL

CONSEJO NACIONAL
DE LA MADERA EN
LA CONSTRUCCION, A.C.
MEXICO, D.F.

ESFUERZO

$$f_b = \frac{M_x}{S_x} + \frac{M_y}{S_y} \dots \dots (9.20)$$

$$= \frac{3900}{294} + \frac{2200}{189} = \underline{25 \text{ kg/cm}^2} < 60 = f_{bp}$$

DEFLEXIONDEFLEXION ADMISIBLE

$$\Delta_{max} = 0.004L = 0.004 \times 240 = 1.0 \text{ cm}$$

MOMENTOS DE INERCIA

$$I_x = \frac{1}{12} bd^3 = \frac{1}{12} \times 9 \times 14^3 = 2058 \text{ cm}^4$$

$$I_y = \frac{1}{12} db^3 = \frac{1}{12} \times 14 \times 9^3 = 851 \text{ cm}^4$$

DEFLEXIONES

$$\Delta_x = \frac{5}{384} \cdot \frac{w_x L^4}{E I_x} = \frac{5}{384} \cdot \frac{0.54 \times 240^4}{60000 \times 2058} = 0.19 \text{ cm}$$

$$\Delta_y = \frac{5}{384} \cdot \frac{w_y L^4}{E I_y} = \frac{5}{384} \cdot \frac{0.31 \times 240^4}{60000 \times 851} = 0.26 \text{ cm}$$

EJEMPLO

9.16

(Continuación)

3

DEFLEXION TOTAL

$$\Delta = \sqrt{\Delta_x^2 + \Delta_y^2} = \sqrt{0.19^2 + 0.26^2} = 0.3 \text{ cm} < \Delta_{\max} = 1.0 \text{ cm}$$

ESFUERZOS CORTANTESFUERZAS CORTANTES

$$V_x = \frac{w \times L}{2} = \frac{54 \times 2.4}{2} = 65 \text{ kg}$$

ESFUERZO

$$v_x = \frac{3}{2} \frac{V_x}{bd} = \frac{3}{2} \frac{65}{9 \times 15} = 0.7 \text{ kg/cm}^2 < v_p = 6 \text{ kg/cm}^2$$

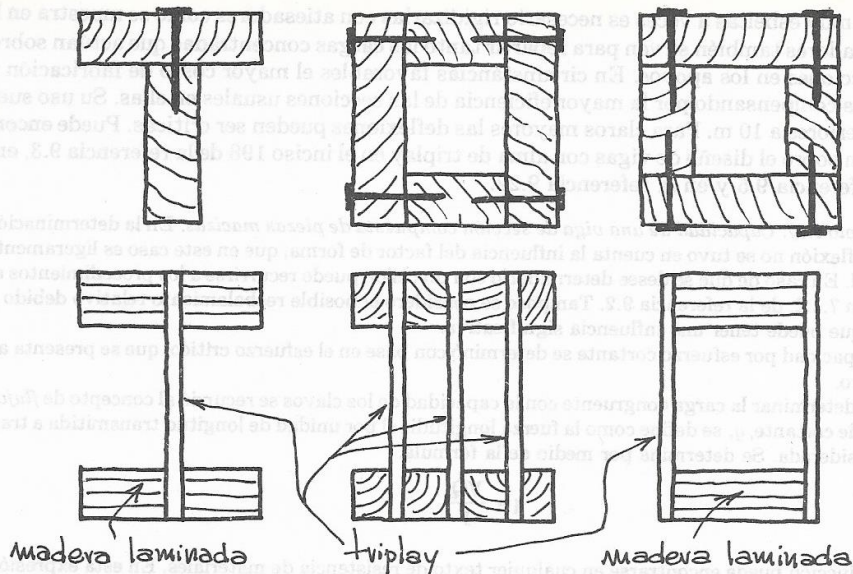


FIGURA 9.15 Secciones compuestas de madera

tas fuerzas se determina utilizando los métodos que proporciona la Resistencia de Materiales, en la forma ilustrada en el ejemplo 9.17. Al dimensionar estos miembros es importante tener en cuenta el factor de forma apropiado, que con frecuencia es menor que la unidad. En la sección 7.4.2 de la referencia 9.2 se dan métodos para determinar el factor de forma para secciones I y secciones cajón.

En las secciones compuestas es posible buscar combinaciones que permitan aprovechar el material en forma óptima, concentrándolo donde los esfuerzos son críticos y buscando momentos de inercia mayores que los correspondientes a secciones rectangulares con la misma área. En las vigas I y vigas cajón con combinaciones de triplay y madera maciza ordinaria o madera laminada, por ejemplo, los esfuerzos de compresión y tensión se resisten con los patines y los esfuerzos cortantes, con el alma de triplay. El triplay resiste los esfuerzos cortantes más eficientemente que la madera ordinaria ya que en el plano la resistencia a este tipo de esfuerzos es semejante en las dos direcciones principales. Como las almas de

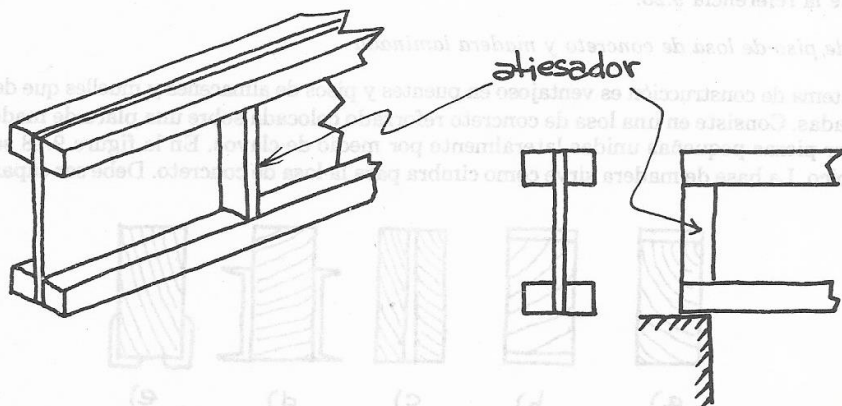


FIGURA 9.16 Atiesadores en vigas con almas de triplay

triplay son muy esbeltas a veces es necesario rigidizarlas con atiesadores como se muestra en la Fig. 9.16. Estos atiesadores también sirven para repartir tanto las cargas concentradas que actúan sobre la viga como las reacciones en los apoyos. En circunstancias favorables el mayor costo de fabricación de vigas de esta clase es compensando por la mayor eficiencia de las secciones usuales en ellas. Su uso suele limitarse a claros inferiores a 10 m. Para claros mayores las deflexiones pueden ser críticas. Puede encontrarse más información sobre el diseño de vigas con alma de triplay en el inciso 198 de la referencia 9.3, en el capítulo 17 de la referencia 9.5 y en la referencia 9.22.

Ejemplo 9.17. Capacidad de una viga de sección compuesta de piezas macizas. En la determinación de la capacidad en flexión no se tuvo en cuenta la influencia del factor de forma, que en este caso es ligeramente menor que la unidad. En caso de que se desee determinarlo con precisión puede recurrirse a los procedimientos expuestos en la sección 7.4.2, de la referencia 9.2. Tampoco se consideró el posible resbalamiento relativo debido a fuerzas rasantes, que puede tener una influencia significativa.

La capacidad por esfuerzo cortante se determinó con base en el esfuerzo crítico, que se presenta a la altura del eje neutro.

Para determinar la carga congruente con la capacidad de los clavos se recurrió al concepto de *flujo de cortante*. El flujo de cortante, q , se define como la fuerza longitudinal por unidad de longitud transmitida a través de la sección considerada. Se determina por medio de la fórmula.

$$q = \frac{VQ}{I} \quad (9.22)$$

cuya deducción puede encontrarse en cualquier texto de resistencia de materiales. En esta expresión Q es el momento estático con respecto al eje neutro de la porción de la viga delimitada por la sección considerada, como puede apreciarse en el cálculo correspondiente del ejemplo. El significado de los demás símbolos es conocido. La resistencia al flujo de cortante proporcionada por los clavos se obtiene multiplicando por dos la resistencia de un clavo, ya que hay dos hileras de clavos, y dividiendo entre la longitud tributaria de un clavo que en este caso es 8 centímetros.

El factor crítico en este ejemplo fue la capacidad de los clavos, que definió la carga admisible de 0.232 ton/m.

Secciones de madera con acero

Se puede recurrir al acero para reforzar vigas de madera laminada u ordinaria fijando soleras sobre la cara comprimida (figura 9.17-a). Esto aumenta la resistencia considerablemente, ya que es en las fibras de compresión donde suele iniciarse la falla de las vigas de madera. A veces se refuerza también la cara de tensión (figura 9.17-b). El uso de placas o perfiles de acero fijados a los costados de vigas de madera por medio de pernos o tornillos (figura 9.17-c, 9.17-e), que fue común hace años, ahora es raro. Esta forma de combinar el acero con la madera no es eficiente porque la madera no se puede hacer trabajar al esfuerzo permisible aplicable al acero. Sin embargo puede ser útil cuando es necesario reforzar una estructura existente. Para consideraciones sobre este tipo de secciones véase la sección 21-3 de la referencia 9.4 y la sección 4.15 de la referencia 9.23.

Sistemas de piso de losa de concreto y madera laminada

Este sistema de construcción es ventajoso en puentes y pisos de almacenes y muelles que deben soportar cargas pesadas. Consiste en una losa de concreto reforzado colocada sobre una placa de madera laminada formada por piezas pequeñas unidas lateralmente por medio de clavos. En la figura 9.18 se muestra un ejemplo típico. La base de madera sirve como cimbra para la losa de concreto. Debe ser capaz de soportar

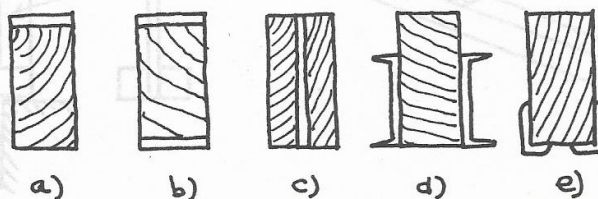
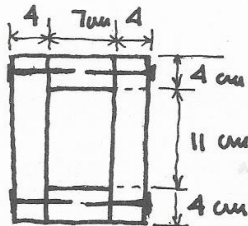
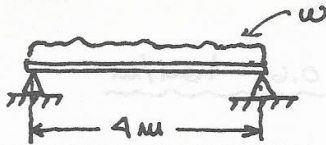


FIGURA 9.17 Secciones compuestas de madera y acero

EJEMPLO

9.17

CAPACIDAD DE UNA VIGA DE SECCION
COMPUESTA DE PIEZAS MACIZASDATOS

ESFUERZOS PERMISIBLES

{	FLEXION: $f_{bp} = 80 \text{ kg/cm}^2$
	CORTANTE: $\tau_p = 12 \text{ kg/cm}^2$

MODULO DE ELASTICIDAD: $E = 90000 \text{ kg/cm}^2$ DEFLEXION ADMISIBLE: $\Delta_{max} = 0,5 \text{ cm} + \frac{L}{240}$ CAPACIDAD PARA TRANSMITIR FUERZA
CORTANTE DE LOS CLAVOS: $P = 50 \text{ kg}$ ESPACIAMIENTO LONGITUDINAL DE LOS
CLAVOS: $S = 8 \text{ cm}$

SE PIDE: EL VALOR QUE PUEDE ALCANZAR w CUANDO:
RIGE:

- LA FLEXION
- EL ESFUERZO CORTANTE
- LA DEFLEXION
- LA CAPACIDAD DE LOS CLAVOS

A) CAPACIDAD POR FLEXION

$$f_b = \frac{M}{I} \cdot c \quad ; \quad M = f_b \cdot \frac{I}{c}$$

$$I = \frac{1}{12} (15 \times 19^2 - 7 \times 11^2) = 7797 \text{ cm}^4$$

$$M = \frac{80 \times 7797}{9,5} = 0,66 \times 10^5 \text{ kg-cm} = 0,66 \text{ ton-m}$$

$$M = \frac{1}{8} w L^2$$

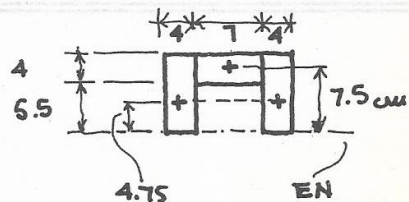
$$w = \frac{8M}{L^2} = \frac{8 \times 0,66}{4^2} = \underline{\underline{0,33 \text{ ton-m}}}$$

B) CAPACIDAD POR CORTANTE

$$\tau = \frac{VQ}{Ib}$$

$$V = \frac{\tau I b}{Q}$$

$$Q = 2 \times 4 \times 9,5 \times 4,75 + 7 \times 4 \times 7,5 = 571 \text{ cm}^3$$



EJEMPLO

(9.17)

(Continuación)

2

$$V = \frac{12 \times 7797 \times 8}{571} = 1311 \text{ kg} = 1.311 \text{ ton}$$

$$V = \frac{wL}{2} ; \quad w = \frac{2V}{L} = \frac{2 \times 1.311}{4} = \underline{0.66 \text{ ton/m}}$$

c) CAPACIDAD POR DEFLEXIONDEFLEXION ADMISIBLE

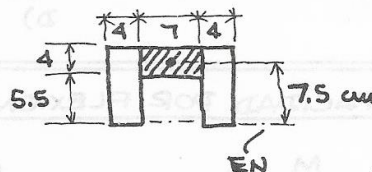
$$\Delta_{\max} = 0.5 \text{ cm} + \frac{400}{240} = 2.2 \text{ cm}$$

$$\Delta = \frac{5}{384} \cdot \frac{wL^4}{EI}$$

$$w = \Delta_{\max} \cdot \frac{384}{5} \cdot \frac{EI}{L^4} = \frac{2.2 \times 384 \times 90000 \times 7797}{5 \times 400^4} = 4.6 \text{ kg/cm} = \underline{0.46 \text{ ton/m}}$$

D) CAPACIDAD POR CLAVOS

$$q = \frac{VQ}{I} ; \quad V = q \times \frac{I}{Q}$$



$$Q = 4 \times 7 \times 7.5 = 210 \text{ cm}^3$$

$$q = \frac{2 \times 50}{8} = 12.5 \text{ kg/cm} \quad \therefore V = \frac{7797 \times 12.5}{210} = 464 \text{ kg}$$

$$V = \frac{wL}{2} ; \quad w = \frac{2V}{L} = \frac{2 \times 464}{4} = 232 \text{ kg/m}^2 = \underline{0.232 \text{ ton/m}}$$

RIGE LA CAPACIDAD DE LOS CLAVOS

$$w = 0.232 \text{ ton/m}$$

su peso propio, el peso del concreto y la carga viva que pueda existir durante la construcción. Para resistir las cargas vivas de servicio se aprovecha la acción combinada de la madera y el concreto. La acción compuesta se logra por medio de conectores de esfuerzo cortante, ya que la adherencia entre el concreto y la madera no es suficiente para resistir los esfuerzos rasantes que se presentan entre los dos materiales. Los conectores pueden ser placas de acero como las mostradas en la figura 9.18-b, pijas o clavos grandes. Cuando existe continuidad en los apoyos la losa se refuerza con acero en la cara superior para resistir los momentos negativos. El diseño de estos sistemas de piso se trata en las referencias 9.2, 9.3 y 9.23.

Vigas compuestas de concreto y madera

En los Estados Unidos y Canadá se han construido puentes de clavos relativamente grandes combinando vigas de madera laminada con una losa de concreto. En la figura 9.19-a se muestra un diseño típico. Las vigas deben soportar, por sí solas, el peso propio, el peso del concreto y de la cimbra, y las cargas vivas de construcción. Para la carga viva de los vehículos se considera que se cuenta con la acción compuesta de las vigas de madera y la losa de concreto. En algunos casos las vigas se apuntalan durante la construcción de manera que se pueda aprovechar la acción compuesta para resistir la carga total. Para desarrollar la acción compuesta se recurre a muescas de diversas formas en la parte superior de las vigas de madera junto con clavos o pijas para evitar la separación entre los dos materiales (figura 9.19-b). El dimensionamiento de vigas compuestas de madera y concreto se describe ampliamente en las referencias 9.2 y 9.23.

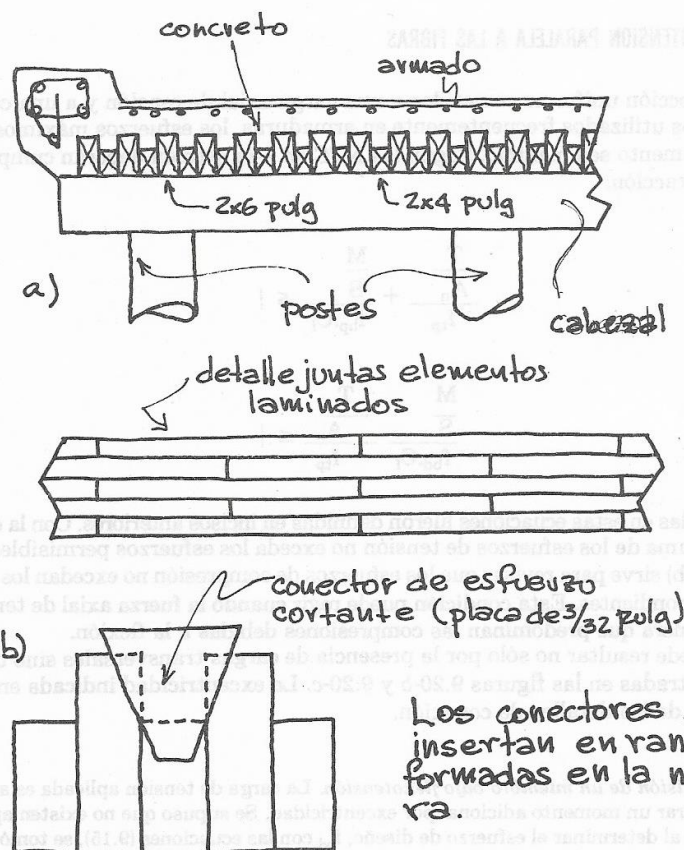


FIGURA 9.18 Piso compuesto de madera y concreto

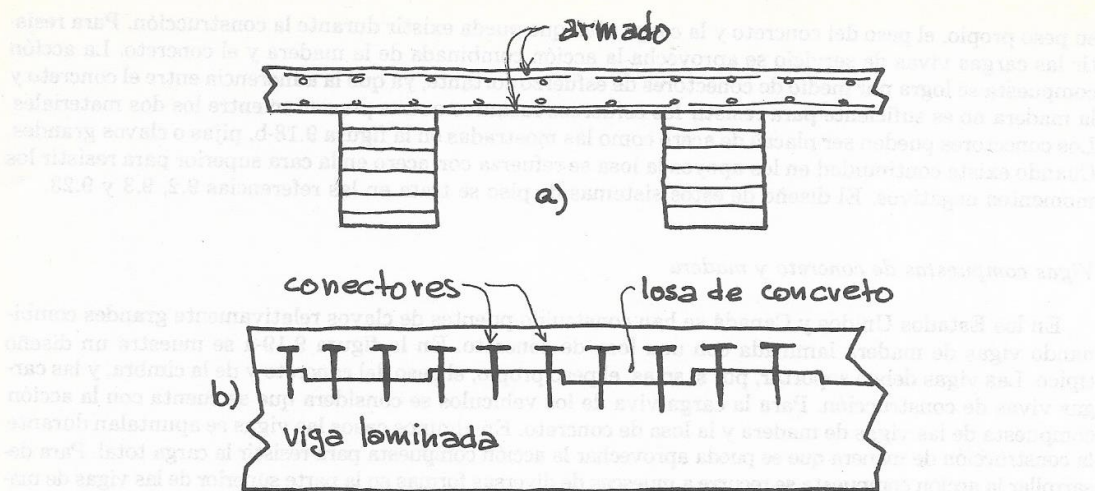


FIGURA 9.19 Viga compuesta de madera y concreto

9.5 MIEMBROS BAJO FLEXOTENSION PARALELA A LAS FIBRAS

En miembros de sección uniforme sometidos a una carga axial de tensión y a una carga transversal (figura 9.20-a) como los utilizados frecuentemente en armaduras, los esfuerzos máximos se presentan en la sección donde el momento sea máximo. Según las NTC en esta sección deberán cumplirse las siguientes ecuaciones de interacción:

$$\frac{T}{A_n} + \frac{M}{f_{bp} \cdot C_f} \leq | \quad (9.23 \text{ a})$$

$$\frac{M}{f_{bd} \cdot C_f} - \frac{T}{f_{tp} \cdot A_n} \leq | \quad (9.23 \text{ b})$$

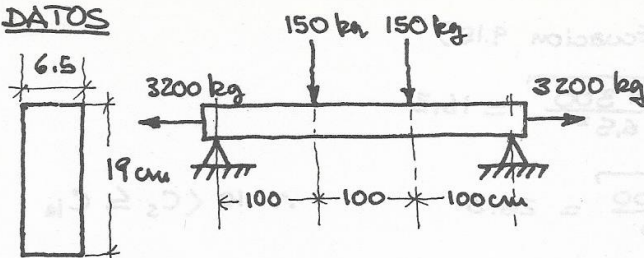
Las literales utilizadas en estas ecuaciones fueron definidas en incisos anteriores. Con la expresión (9.23-a) se comprueba que la suma de los esfuerzos de tensión no exceda los esfuerzos permisibles correspondientes. La expresión (9.23-b) sirve para revisar que los esfuerzos de compresión no excedan los esfuerzos permisibles de diseño correspondientes. Esta condición puede regir cuando la fuerza axial de tensión es relativamente pequeña, de manera que predominan las compresiones debidas a la flexión.

La flexotensión puede resultar no sólo por la presencia de cargas transversales sino también por condiciones como las mostradas en las figuras 9.20-b y 9.20-c. La excentricidad indicada en la figura 9.20-b puede ser el resultado de los detalles de conexión.

Ejemplo 9.18. Revisión de un miembro bajo flexotensión. La carga de tensión aplicada es axial, por lo que no fue necesario considerar un momento adicional por excentricidad. Se supuso que no existen apoyos laterales intermedios, por lo que al determinar el esfuerzo de diseño, f_{bd} con las ecuaciones (9.15), se tomó L igual a la longitud total de la viga. Se aprecia que la ecuación (9.23-b) sólo regirá cuando la fuerza de tensión produce esfuerzos bajos comparados con los debidos a la flexión.

EJEMPLO

(9.18)

REVISIÓN DE UN MIEMBRO BAJO FLEXOTENSIONDATOS

ESFUERZOS PERMISIBLES:

$$f_{bp} = f_{tp} = 65 \text{ kg/cm}^2$$

MÓDULO DE ELASTICIDAD:

$$E = 75000 \text{ kg/cm}^2$$

SE PIDE: DETERMINAR SI LA SECCION PROPUESTA ES CAPAZ DE SOPORTAR LAS CARGAS INDICADAS.

REVISIÓN CON LA ECUACION (9.23-a)

$$\frac{\frac{T}{A_m}}{f_{tp}} + \frac{\frac{M}{S}}{f_{bp} C_f} \leq 1$$

$$\frac{T}{A_m} = \frac{3200}{6.5 \times 19} = 26 \text{ kg/cm}^2$$

$$M = 150 \times 100 = 15000 \text{ kg-cm}$$

$$S = \frac{bd^3}{6} = \frac{6.5 \times 19^3}{6} = 391 \text{ cm}^3$$

$$C_f = 1 \text{ por ser } d < 30 \text{ cm}$$

$$\frac{M}{S} = \frac{15000}{391} = 38 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Sustituyendo en (9.23-a): } \frac{26}{65} + \frac{38}{65} = 0.98 < 1$$

REVISIÓN CON LA ECUACION (9.23-b)

$$\frac{\frac{M}{S}}{f_{bd} C_f} - \frac{\frac{T}{A_m}}{f_{tp}} \leq 1$$



EJEMPLO

9.18

(Continuación)

2

Cálculo de f_{bd} (Ecuación 9.15)

$$C_s = 1.4 \sqrt{\frac{d \cdot L}{b^2}} = 1.4 \sqrt{\frac{19 \times 300}{6.5^2}} = 16.3$$

$$C_k = \sqrt{\frac{3}{5} \frac{F}{f_{bp}}} = \sqrt{\frac{3}{5} \frac{75000}{65}} = 26.3 \quad \therefore 10 < C_s \leq C_k$$

$$f_{bd} = f_{bp} \left[1 - \frac{1}{3} \left(\frac{C_s}{C_k} \right)^4 \right] = 65 \left[1 - \frac{1}{3} \left(\frac{16.3}{26.3} \right)^4 \right] = 62 \text{ kg/cm}^2$$

Sustituyendo: $\frac{38}{62} - \frac{26}{65} = 0.21 < 1$

$\therefore$ LA SECCION DE LA VIGA CUMPLE LAS DOS CONDICIONES ADECUADAMENTE.

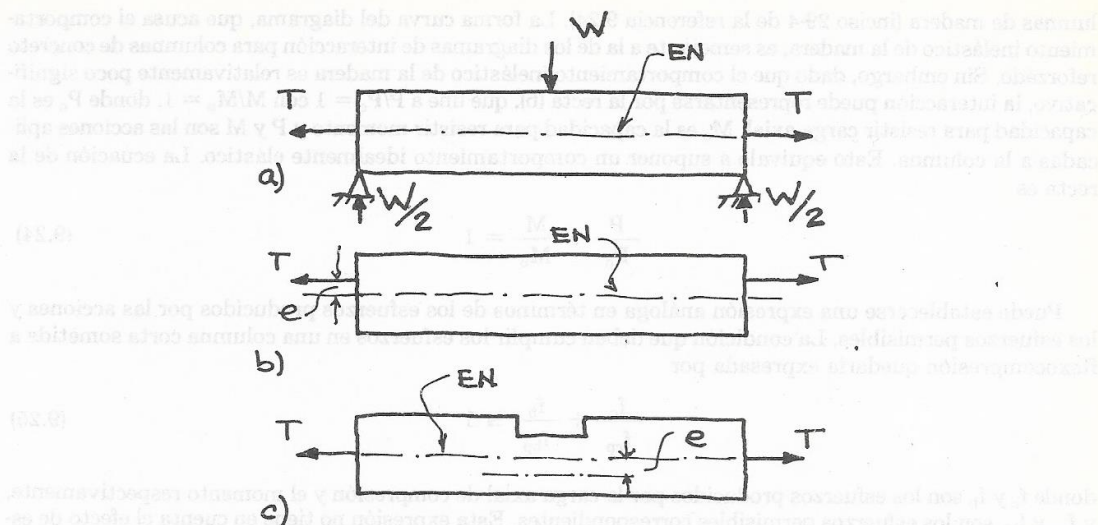


FIGURA 9.20 Ejemplos de miembros bajo flexotensión

9.6 MIEMBROS BAJO FLEXOCOMPRESION PARALELA A LAS FIBRAS

Los miembros de madera sometidos a flexocompresión son muy frecuentes: columnas con cargas excentricas o expuestas a cargas transversales, algunos miembros de armaduras que además de soportar una fuerza axial de compresión están sujetos a alguna carga transversal o al efecto de alguna excentricidad debida a los detalles de conexión. Su comportamiento se puede ilustrar por medio de diagramas de interacción como el representado con la curva (a) de la figura 9.21, basado en ensayos efectuados sobre modelos de co-

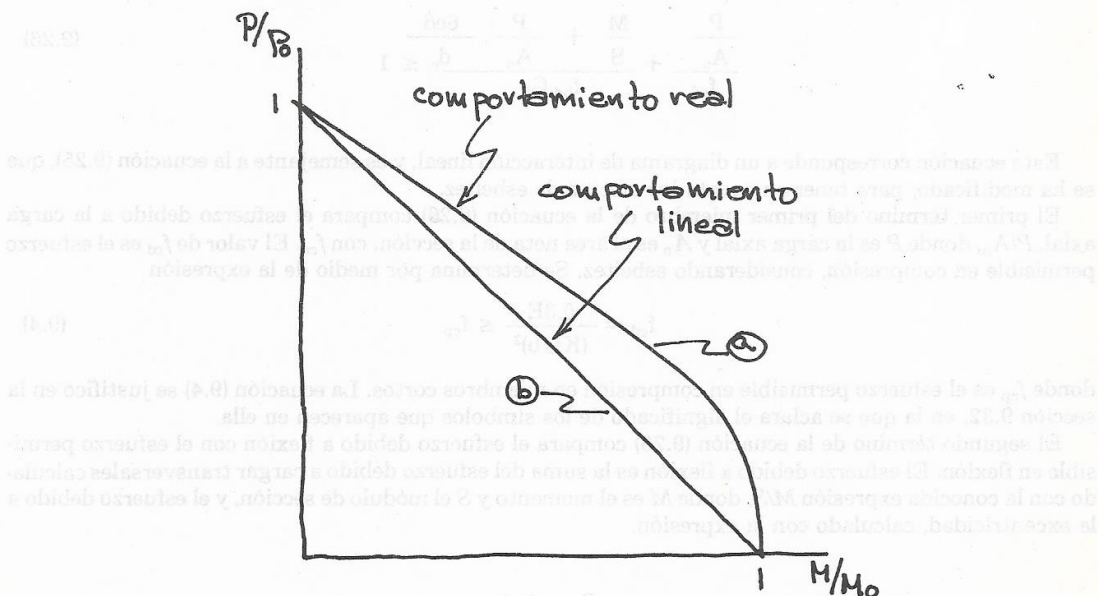


FIGURA 9.21 Diagrama de interacción para miembros bajo combinaciones de momento y carga axial de compresión

lumnas de madera (inciso 29-4 de la referencia 9.24). La forma curva del diagrama, que acusa el comportamiento inelástico de la madera, es semejante a la de los diagramas de interacción para columnas de concreto reforzado. Sin embargo, dado que el comportamiento inelástico de la madera es relativamente poco significativo, la interacción puede representarse por la recta (b), que une a $P/P_o = 1$ con $M/M_o = 1$, donde P_o es la capacidad para resistir carga axial, M_o es la capacidad para resistir momento y P y M son las acciones aplicadas a la columna. Esto equivale a suponer un comportamiento idealmente elástico. La ecuación de la recta es

$$\frac{P}{P_o} + \frac{M}{M_o} = 1 \quad (9.24)$$

Puede establecerse una expresión análoga en términos de los esfuerzos producidos por las acciones y los esfuerzos permisibles. La condición que deben cumplir los esfuerzos en una columna corta sometida a flexocompresión quedaría expresada por

$$\frac{f_c}{f_{cp}} + \frac{f_b}{f_{bp}} \leq 1 \quad (9.25)$$

donde f_c y f_b son los esfuerzos producidos por la carga axial de compresión y el momento respectivamente, y f_{cp} y f_{bp} son los esfuerzos permisibles correspondientes. Esta expresión no tiene en cuenta el efecto de esbeltez. Sin embargo, es útil para cálculos preliminares.

Se han propuesto diversos métodos para el dimensionamiento de miembros sometidos a flexocompresión, más precisos que el descrito, en los que se procura tener en cuenta el efecto de esbeltez. Véanse, por ejemplo, las referencias 9.2 y 9.5.

A continuación se expone brevemente el método recomendado en las NTC, que es una adaptación del propuesto en la referencia 9.12. Sus fundamentos se tratan con detalle en el capítulo 8 de la referencia 9.2. Es aplicable a miembros rectangulares sometidos simultáneamente a carga axial de compresión excéntrica y a momento debido a cargas transversales, según un plano de simetría.

El método recomendado por las NTC queda resumido en la siguiente expresión básica:

$$\frac{P}{A_n} + \frac{M}{S} + \frac{P}{A_n} \cdot \frac{6e\beta}{d_o} \leq 1 \quad (9.26)$$

Esta ecuación corresponde a un diagrama de interacción lineal, y es semejante a la ecuación (9.25), que se ha modificado, para tener en cuenta los efectos de esbeltez.

El primer término del primer miembro de la ecuación (9.26) compara el esfuerzo debido a la carga axial, P/A_n , donde P es la carga axial y A_n es el área neta de la sección, con f_{cd} . El valor de f_{cd} es el esfuerzo permisible en compresión, considerando esbeltez. Se determina por medio de la expresión

$$f_{cd} = \frac{0.3E}{(KL/b)^2} \leq f_{cp} \quad (9.4)$$

donde f_{cp} es el esfuerzo permisible en compresión en miembros cortos. La ecuación (9.4) se justificó en la sección 9.32, en la que se aclara el significado de los símbolos que aparecen en ella.

El segundo término de la ecuación (9.26) compara el esfuerzo debido a flexión con el esfuerzo permisible en flexión. El esfuerzo debido a flexión es la suma del esfuerzo debido a cargas transversales calculado con la conocida expresión M/S , donde M es el momento y S el módulo de sección, y el esfuerzo debido a la excentricidad, calculado con la expresión.

$$\frac{P}{A_n} \cdot \frac{6e\beta}{d_o}$$

En esta expresión P es la carga axial de compresión, A es el área neta de la sección, e es la excentricidad y d_e es la dimensión de la sección en la dirección de la excentricidad e . Se recomienda que se considere siempre la siguiente excentricidad mínima:

$$e_{\min} = 0.1 (b \text{ ó } d) \quad (9.27)$$

Si M y e son nulos, el miembro debe revisarse con esta excentricidad en ambos planos de simetría.

Se introduce también un factor β para tomar en cuenta la amplificación de momento debida a esbeltez. Este factor se toma igual a 1.25 cuando $KL/b > \sqrt{0.3E/f_{cp}}$, es decir, cuando el miembro es esbelto. Para miembros cortos en que $KL/b \leq \sqrt{0.3E/f_{cp}}$, se toma $\beta = 1$.

El esfuerzo permisible de diseño en flexión, f_{bd} , que toma en cuenta la estabilidad lateral del miembro, se determina en la forma descrita en la sección 9.4.1. (Ver las ecuaciones 9.15). El valor está afectado por el coeficiente C_F , que refleja la influencia del peralte, como se indicó en la sección citada.

Ejemplo 9.19. Revisión de una columna con una excentricidad dada. El único momento que actúa sobre la columna es el debido a la excentricidad, de manera que el término M/S es nulo. El cálculo indicó que la sección propuesta resiste la carga aplicada con un amplio margen.

Ejemplo 9.20. Revisión de un miembro sujeto a carga axial y carga transversal. A veces las barras de una armadura deben soportar cargas transversales, como en el miembro del ejemplo, además de las cargas axiales propias de ellas. Para tener en cuenta que la barra es continua se redujo la longitud efectiva haciendo K igual a 0.8. Se consideró una excentricidad mínima en el sentido de la flexión igual a $0.1 d$.

Ejemplo 9.21. Revisión de una columna con ménsula. Para determinar la variación de momentos a lo largo de la columna se supuso el momento debido a la carga sobre la ménsula, M , aplicado a la mitad del peralte de la ménsula; el momento máximo resultó de 10 750 kg-cm. Además, se supuso una excentricidad mínima de $0.1 d$.

La validez de aplicar la ecuación (9.26) a este caso es discutible ya que esta expresión fue deducida para columnas con curvatura simple. Puesto que la ménsula produce una curvatura doble los resultados obtenidos son conservadores ya que el efecto de la amplificación de momentos es menos significativo que en el caso de curvatura simple. Un análisis más riguroso es complicado. En el Apéndice H de la referencia 9.12 se presenta otro método aproximado para la revisión de columnas con ménsula.

REFERENCIAS

- 9.1 "Diseño y construcción de estructura de madera: Norma Técnica Complementaria del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal", *Instituto de Ingeniería* (UNAM), México, D. F., julio 1977.
- 9.2 G. Gurfinkel, "Wood Engineering", *Southern Forest Products Association*, Nueva Orleans, 1973.
- 9.3 H.J. Hansen, "Diseño moderno de estructuras de madera", *CECSA*, México, 1961.
- 9.4 H. Parker, "Diseño simplificado de estructuras de madera", *Editorial Limusa*, México, D. F., 1975.
- 9.5 R.J. Hoyle, "Wood Technology in the Design of Structures", 4—a edición, *Mountain Press Publishing Company*, Missoula, Montana, 1978.
- 9.6 "Wood Handbook", Forest Service Agriculture Handbook No. 72, *U.S. Department of Agriculture, Forest Service. Forest Products Laboratory*, Madison, Wis., 1974.
- 9.7 "Canadian Wood Construction", *Canadian Wood Council*, Ottawa, 1978.
- 9.8 American Institute of Timber Construction, "Timber Construction Manual", 2da, edición, *Wiley and Sons*, Nueva York, 1974.
- 9.9 E.C. Ozelton y J.A. Baird, "Timber Designers' Manual", *Crosby Lockwood Staples*, Londres, 1976.
- 9.10 "Timber Design Manual", *Laminated Timber Institute of Canada*, Don Mills, Ontario, 1980.
- 9.11 M.K. Hurd, "Formwork for Concrete", 4a. edición ACI SP4, *American Concrete Institute*, Detroit, 1979.
- 9.12 "National Design Specification for Wood Construction", *National Forest Products Association*, Washington, 1977.
- 9.13 Diseño y construcción de estructuras de concreto: Norma Técnica complementaria del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", *Instituto de Ingeniería*, UNAM, México, D. F., 1977.
- 9.14 "Diseño y construcción de estructuras metálicas: Norma Técnica Complementaria del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", *Instituto de Ingeniería*, (UNAM), 1977.

- 9.15 J. A. Scholten, "Built-up Wood Columns Conserve Lumber", *Engineering News Record*, Ud. 107, No. 9, 1931.
- 9.16 L. W. Neubauer y V. K. Arora, "Proposed Strength Formulas for Wood Box Columns", *Forest Products Journal*, vol. 24 (1), 1977.
- 9.17 S. K. Malhotra y D. B. Van Dyer, "Rational Approach to the Design of Built-up Timber Columns", *Wood Science*, vol. (9 (4), 1977.
- 9.18 CP 112: Part 2: 1971, "The structural use of timber. Metric Units", *British Standards Institution*, Londres, 1971.
- 9.19 "Requisitos de seguridad y servicio para las estructuras, Título IV del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", *Instituto de Ingeniería (UNAM)*, México, D. F., julio 1977.
- 9.20 R. Dávalos S., "Sistema de tamaños estándar para madera de pino de usos estructurales", Boletín No 9, Año I, *Consejo Nacional de la Madera en la Construcción*, México, D. F., julio 28, 1980.
- 9.21 B. Madsen y J. C. Centeno "System of Standard Structural Sizes for the Andean Countries", *Laboratorio Nacional de Productos Forestales*, Mérida, Venezuela, 1978.
- 9.22 "Design of Plywood Beams", Supplement 2, Plywood Design Specification", *American Plywood Association*, Tacoma, 1974.
- 9.23 Timber Engineering Company, "Timber Design and Construction Handbook", *McGraw-Hill*, Nueva York, 1956.
- 9.24 R. N. White y otros, "Structural Engineering, Vol. 3, Behavior of Members and Systems", *Wiley*, Nueva York, 1974.
- 9.25 D. E. Breyer, "Design of Wood Structures", *McGraw-Hill*, Nueva York, 1980.
- 9.26 V. A. Pérez, "Manual de construcciones en madera", *Departamento de Construcciones en madera, Instituto Forestal*, Chile, 1978.

EJEMPLO

9.19

REVISIÓN DE UNA COLUMNA CON
UNA EXCENTRICIDAD DADADATOSCOLUMNA ARTICULADA EN AMBOS EXTREMOS, SIN
APOYOS LATERALES INTERMEDIOSSECCION: 9×9 cm

LONGITUD: 240 cm

 $P = 1000$ kg $e = 3$ cm $> e_{min} = 0.16 = 0.9$ cm

ESFUERZO PERMISIBLE EN COMPRESION:

 $f_{cp} = 85$ kg/cm²

ESFUERZO PERMISIBLE EN FLEXION:

 $f_{bp} = 100$ kg/cm²MODULO DE ELASTICIDAD: $E = 70\,000$ kg/cm²SE PIDE: REVISAR LA COLUMNAREVISION

$$\frac{\frac{P}{A_m}}{f_{cd}} + \frac{\frac{M}{S} + \frac{P}{A_m} \cdot \frac{6eb}{de}}{f_{bd} \cdot C_f} \leq 1 \quad \dots (9.26)$$

$$\frac{P}{A_m} = \frac{1000}{9 \times 9} = 12.3 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo de f_{cd} (sección 9.3.2)

$$\frac{KL}{b} = \frac{1 \times 240}{9} = 27$$

$$\sqrt{\frac{0.3E}{f_{cp}}} = \sqrt{\frac{0.3 \times 70\,000}{85}} = 16$$

$$\frac{KL}{b} > 16 \quad \therefore \text{columna larga}$$

$$f_{cd} = \frac{0.3E}{(KL/b)^2} = \frac{0.3 \times 70\,000}{27^2} = 29 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{M}{S} = 0$$

EJEMPLO

9.19

(Continuación)

2

 $\beta = 1.25$ por tratarse de columna larga

$$\frac{P}{A_m} \times \frac{6e\beta}{d_e} = 12.3 \times \frac{6 \times 3 \times 1.25}{9} = 30.8 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo de f_{bd} (Ecuaciones 9.15)

$$C_s = 1.4 \sqrt{\frac{d L_e}{b^2}} = 1.4 \sqrt{\frac{9 \times 240}{9^2}} = 7.2$$

$$C_s < 10 \quad \therefore f_{bd} = f_{bp} = 100 \text{ kg/cm}^2$$

$$C_f = 1 \quad \text{por ser } d < 30 \text{ cm}$$

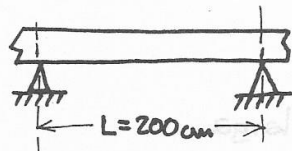
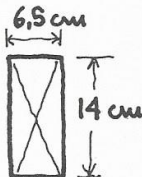
Sustituyendo en (9.26):

$$\frac{12.3}{29} + \frac{30.8}{100 \times 1} = 0.73 < 1$$

 $\therefore$ LA SECCION DE LA COLUMNA ES ADECUADA

EJEMPLO**9.20****REVISIÓN DE UN MIEMBRO SUJETO A CARGA AXIAL Y CARGA TRANSVERSAL****DATOS**

LA CUERDA SUPERIOR DE UNA ARMADURA ESTÁ SUJETA A UNA FUERZA DE COMPRESIÓN DE 1800 kg y UN MOMENTO DE 3500 kg-m. DETERMINAR SI UNA SECCIÓN DE 6.5 x 14 cm TIENE CAPACIDAD SUFICIENTE PARA SOPORTAR ESTAS ACCIONES. SUPONER QUE LA CUERDA ESTÁ FORMADA POR UNA BARRA CONTINUA.

**ESFUERZOS PERMISIBLES:**COMPRESIÓN: $f_{cp} = 80 \text{ kg/cm}^2$ FLEXIÓN: $f_{bp} = 95 \text{ kg/cm}^2$ MÓDULO DE ELASTICIDAD: $E = 65\,000 \text{ kg/cm}^2$ **SE PIDE:** REVISAR EL MIEMBRO**REVISIÓN**

$$\frac{\frac{P}{A_m}}{f_{cd}} + \frac{\frac{M}{S} + \frac{P}{A_m} \times \frac{6e\beta}{de}}{f_{bd} \times C_f} \leq 1 \quad \dots (9.26)$$

$$\frac{P}{A_m} = \frac{1800}{6.5 \times 14} = 19.8 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo de f_{cd} (sección 9.3.2)

$$\frac{KL}{b} = \frac{0.8 \times 200}{6.5} = 25$$

$$\sqrt{\frac{0.3E}{f_{cp}}} = \sqrt{\frac{0.3 \times 65\,000}{80}} = 16$$

$$\frac{KL}{b} > 16 \quad \therefore \text{columna larga}$$

$$f_{cd} = \frac{0.3E}{(KL/b)^2} = \frac{0.3 \times 65\,000}{25^2} = 31.2 \text{ kg/cm}^2$$

EJEMPLO

(9.20)

(Continuación)

2

Cálculo de M/S

$$M = 3500 \text{ kg-cm}$$

$$S = \frac{bd^2}{6} = \frac{6.5 \times 14^2}{6} = 212 \text{ cm}^3$$

$$\frac{M}{S} = \frac{3500}{212} = 16.5 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo de $\frac{P}{A_m} \times \frac{6e\beta}{de}$

$$\beta = 1.25, \text{ por columna larga}$$

$$e = e_{\min} = 0.1d = 0.1 \times 14 = 1.4 \text{ cm}$$

$$\frac{P}{A_m} \times \frac{6e\beta}{de} = 19.8 \times \frac{6 \times 1.4 \times 1.25}{14} = 14.9 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo de f_{bd} (Ecuaciones 9.15)

$$C_s = 14 \sqrt{\frac{dLe}{b^2}} = 1.4 \sqrt{\frac{14 \times 200}{6.5^2}} = 11.4$$

$$C_k = \sqrt{\frac{3}{5} \frac{E}{f_{bp}}} = \sqrt{\frac{3}{5} \times \frac{65000}{95}} = 20.3$$

$$\therefore 10 < C_s < C_k$$

$$f_{bd} = f_{bp} \left[1 - \frac{1}{3} \left(\frac{C_s}{C_k} \right)^4 \right] = 95 \left[1 - \frac{1}{3} \left(\frac{11.4}{20.3} \right)^4 \right] = 91.9 \text{ kg/cm}^2$$

$$C_f = 1 \text{ por ser } d < 30 \text{ cm}$$

Sustituyendo en (9.26)

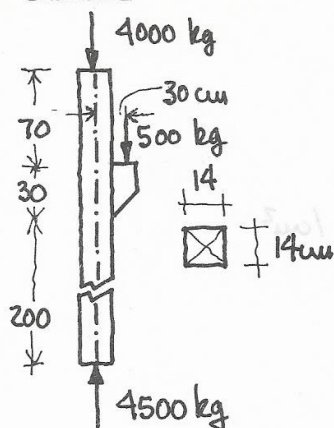
$$\frac{19.8}{31.2} + \frac{16.5 + 14.9}{91.9} = 0.98 < 1$$

 $\therefore$ LA SECCION ES ADECUADA.

EJEMPLO

(9.21)

REVISIÓN DE UNA COLUMNA CON MENSULA

DATOS

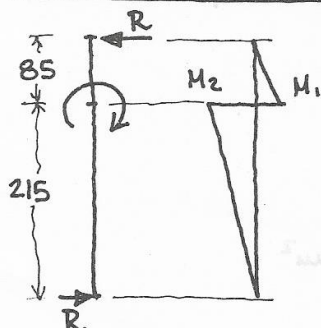
COLUMNA ARTICULADA EN AMBOS EXTREMOS.

ESFUERZOS PERMISIBLES:

COMPRESION: $f_{cp} = 85 \text{ kg/cm}^2$

FLEXION: $f_{bp} = 105 \text{ kg/cm}^2$

MODULO DE ELASTICIDAD: $E = 80\,000 \text{ kg/cm}^2$

SE PIDE REVISAR LA SECCION DE LA COLUMNADIAGRAMA DE MOMENTOS

$M_m = 500 \times 30 = 15\,000 \text{ kg-cm}$

$R = \frac{15\,000}{300} = 50 \text{ kg}$

$M_1 = 50 \times 85 = 4\,250 \text{ kg-cm}$

$M_2 = 50 \times 215 = 10\,750 \text{ kg-cm}$

REVISION

$$\frac{\frac{P}{A_m}}{f_{cd}} + \frac{\frac{M}{S} + \frac{P}{A_m} \times \frac{6e\beta}{de}}{f_{bd} \times C_f} \leq 1 \quad (9.26)$$

$$\frac{P}{A_m} = \frac{4000 + 500}{14^2} = 23 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo de f_{cd} (Sección 9.3.2)

$$\frac{KL}{b} = \frac{1 \times 300}{14} = 21$$

EJEMPLO

(9.21)

(Continuación)

2

$$\sqrt{\frac{0.3E}{f_{cp}}} = \sqrt{\frac{0.3 \times 80000}{85}} = 17$$

$$\frac{KL}{b} > 17 \quad \therefore \text{columna larga}$$

$$f_{cd} = \frac{0.3E}{(KL/b)^2} = \frac{0.3 \times 80000}{21^2} = 54.4 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo de $\frac{M}{S}$

$$M = 10750 \text{ kg-cm}$$

$$S = \frac{bd^2}{6} = \frac{14^3}{6} = 457 \text{ cm}^3$$

$$\left. \begin{array}{l} M = 10750 \text{ kg-cm} \\ S = \frac{bd^2}{6} = \frac{14^3}{6} = 457 \text{ cm}^3 \end{array} \right\} \frac{M}{S} = \frac{10750}{457} = 23.5 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo de $\frac{P}{A} \times \frac{6e\beta}{d_e}$

$$\beta = 1.25 \text{ por columna larga}$$

$$e = e_{\min} = 0.1d = 0.1 \times 14 = 1.4 \text{ cm}$$

$$\frac{P}{A} \times \frac{6e\beta}{d_e} = 23 \times \frac{6 \times 1.4 \times 1.25}{14} = 17.3 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo de f_{bd} (Ecuaciones 9.15)

$$C_s = 1.4 \sqrt{\frac{dL_e}{b^2}} = 1.4 \sqrt{\frac{14 \times 300}{14^2}} = 6.5$$

$$C_s < 10 \quad \therefore f_{bd} = f_{bp} = 105 \text{ kg/cm}^2$$

$$C_f = 1 \text{ por ser } d < 30 \text{ cm}$$

Sustituyendo en (9.2.6)

$$\frac{23}{54.4} + \frac{23.5 + 17.3}{105} = 0.81 < 1.0$$

 $\therefore$ LA SECCION DE LA COLUMNA ES ADECUADA

10. Usos estructurales de la madera contrachapada (triplay)

PROPIEDAD
DEL
**CONSEJO NACIONAL
DE LA MADERA EN
LA CONSTRUCCIÓN, A.C.**
MEXICO, D.F.

10.1 CONSIDERACIONES GENERALES

Una de las modalidades de la madera de mayor utilidad en la construcción es el triplay. Gracias a su constitución a base de chapas dispuestas de manera que las fibras de cada capa quedan perpendiculares a las de las capas contiguas, en la forma descrita en la sección 4.5.1, se logra uno de los principales inconvenientes de la madera ordinaria: su anisotropía. En efecto, las resistencias de las láminas de triplay en sus dos direcciones principales son semejantes. Otras ventajas que se derivan de la estructura peculiar de la madera contrachapada son su alta resistencia al empuje lateral de clavos, pernos y tornillos, su estabilidad dimensional, y su alta resistencia a las fuerzas cortantes en su plano. Esta última propiedad es ventajosa en el diseño de diafragmas y otros elementos estructurales semejantes. Por otra parte la ligereza de los tableros y los componentes estructurales de triplay, así como la facilidad con que se ensamblan, permiten una notable rapidez en los procesos de construcción, sin necesidad de utilizar equipo pesado. De especial interés es la posibilidad de recurrir a sistemas de prefabricación para producir componentes estándar para muros, techos y pisos. Estos componentes, que pueden fabricarse en instalaciones sencillas, que no requieren grandes inversiones, parecen ofrecer un gran potencial para la construcción de vivienda.

Las evidentes ventajas de la madera contrachapada que se han reseñado brevemente hacen pensar que su uso se irá haciendo más general, como ha sucedido en otros países donde se ha convertido en uno de los materiales preferidos para la construcción de viviendas y de edificios ligeros para comercios e industrias. Sin embargo, para que esto acontezca es necesario contar con información confiable sobre las propiedades de madera contrachapada fabricada en el país y desarrollar una intensa labor de divulgación y capacitación entre profesionistas y técnicos.

En los incisos siguientes se describen las propiedades de la madera contrachapada que deben considerarse en el dimensionamiento y se proporcionan datos sobre esfuerzos permisibles y módulos de elasticidad típicos. Dada la escasa información sobre usos del triplay en el país los datos proporcionados se basan esencialmente en las experiencias de los Estados Unidos y Canadá. La principal referencia consultada fue la norma para madera contrachapada de la American Plywood Association (10.1). Además se presenta un ejemplo de revisión de un tablero para piso, se dan ideas generales sobre las funciones y el diseño de diafragmas y se describen algunas otras aplicaciones usuales.

10.2 PROPIEDADES DE LA MADERA CONTRACHAPADA

Como se indicó anteriormente, la madera contrachapada está formada por capas de chapa de madera, unidas con algún pegamento y colocadas de manera que las fibras de las chapas de capa son perpendiculares a las de las capas contiguas. Esto hace que en general la resistencia y rigidez de una pieza de triplay sean menores que las de una pieza de madera maciza de iguales dimensiones. La menor resistencia y rigi-

dez del triplay respecto a la madera ordinaria se deben a que las capas del triplay cuyas fibras son perpendiculares a la dirección del esfuerzo contribuyen poco a la resistencia.

Al calcular los esfuerzos producidos por las acciones de servicio para compararlos con los esfuerzos permisibles debe tenerse en cuenta la estructura particular del triplay. Esto significa que los cálculos de esfuerzos no pueden hacerse a partir de las propiedades de sección deducidas de las dimensiones de la misma, como es el caso de las secciones de madera maciza. Para simplificar la determinación de esfuerzos en triplay los manuales dan propiedades "efectivas" de sección para distintos tipos y medidas de triplay que tienen en cuenta la estructura peculiar del triplay, de tal manera que el proyectista puede proceder como si se tratara de una placa homogénea ortotrópica, es decir, una placa con propiedades distintas en dos direcciones perpendiculares. Así los manuales dan valores distintos de áreas y módulos de sección según la dirección considerada. Para el cálculo de deformaciones también se da un momento de inercia distinto para cada dirección. En la Tabla 10.1, basada en la referencia 10.1, se dan propiedades típicas correspondientes a triplay para usos estructurales, con las caras sin pulir ("unsanded"). La tabla no indica el número de capas de los distintos espesores puesto que su influencia está involucrada en las propiedades dadas, de manera que este dato no se requiere para el cálculo. Los valores dados corresponden a un ancho de 100 cm. Se determinaron utilizando el artificio de la sección transformada, tomando en cuenta la naturaleza ortotrópica de la madera y las características mecánicas de las especies utilizadas en las distintas capas. La manera de hacer los cálculos correspondientes se trata en el capítulo 4 de la referencia 10.2. Véase también el capítulo 11 de la referencia 10.3.

Cuando el esfuerzo se aplica en dirección paralela a la de las fibras de las capas exteriores deben usarse las propiedades dadas en la Tabla 10.1 para cálculo de esfuerzos "paralelos". Este es el caso de la mayoría de las situaciones prácticas, en que los tableros se colocan de manera que las fibras de las capas exteriores queden orientadas en dirección perpendicular a los apoyos con el fin de aprovechar la mayor efectividad del triplay en esta dirección Fig. 10.1-a). Sin embargo puede suceder que los esfuerzos se apliquen en dirección perpendicular a la de las fibras de las capas extremas (Fig. 10.1-b). En tal caso deben usarse las propiedades para cálculo de esfuerzos "perpendiculares". (En los tableros de triplay las fibras de las caras extremas son paralelas al lado mayor.)

La única propiedad efectiva que es independiente de la dirección considerada es el espesor dado en la columna 3 de la Tabla 10.1, que se utiliza para calcular esfuerzos cortantes perpendiculares como se indica en el siguiente inciso.

En las columnas 4 y 8 de la Tabla 10.1 se dan las áreas efectivas que deben utilizarse en cálculos de esfuerzos de tensión y de compresión.

Los momentos de inercia efectivos aparecen en las columnas 5 y 9 de la Tabla 10.1. Son aplicables a cálculos de deflexiones en combinación con los valores de un módulo de elasticidad correspondientes al tipo de triplay empleado. (En la Tabla 10.2 se proporcionan valores típicos de módulos de elasticidad.)

Para determinar los esfuerzos debidos a flexión deben utilizarse los módulos de sección efectivos listados en las columnas 6 y 10 de la Tabla 10.1. Obsérvese que estos módulos no coinciden con los que resultarían de dividir el momento de inercia efectivo dado para cálculo de deflexiones (columnas 5 y 9) por la distancia del eje neutro a la fibra más alejada. Los módulos efectivos mencionados sólo son aplicables, para el cálculo de esfuerzos de flexión producidos por cargas aplicadas perpendicularmente al plano de los tableros de triplay.

Los esfuerzos cortantes "rodantes" o de "rolado", que se mencionaron en la sección 5.3.2, se calculan con las constantes dadas en las columnas 7 y 11 de la Tabla 10.1.

10.3 ESFUERZOS PERMISIBLES Y MODULOS DE ELASTICIDAD

Los esfuerzos permisibles requeridos para el dimensionamiento de triplay varían con la especie de las láminas que integran el triplay y el tipo de pegamento. En la Tabla 10.2 se dan rangos de valores típicos. Estos valores se basan en la referencia 10.1 y corresponden a triplay producido en los Estados Unidos. Son aplicables a cargas de duración normal (aproximadamente diez años) en estructuras en un ambiente tal que el contenido de humedad en equilibrio es menor que 16 por ciento. La referencia 10.1 indica los valores y correcciones que deben considerarse para condiciones distintas de éstas.

La Tabla 10.2 da esfuerzos cortantes para dos casos: esfuerzos cortantes en planos perpendiculares a

TABLA 10.1 Propiedades efectivas de triplay sin pulir ("UNSANDED") para usos estructurales (según la referencia 10.1)

(Los valores de las columnas 4 a 11 se refieren a un ancho de 100 cm.)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Espesor nominal (pulg)	Peso aproximado (kg/m ²)	Espesor efectivo (cm)	Propiedades efectivas para cálculo de esfuerzos paralelos a las fibras de las capas extremas				Propiedades efectivas para cálculo de esfuerzos perpendiculares a las fibras de las capas extremas			
			Area de la sección (A) (cm ²)	Momento de inercia (I) (cm ⁴)	Módulo de sección (S) (cm ³)	Constante para esfuerzo rodante (Ib/Q) (cm ²)	Area de la sección (A) (cm ²)	Momento de inercia (I) (cm ⁴)	Módulo de sección (S) (cm ³)	Constante para esfuerzo rodante (Ib/Q) (cm ²)
5/16	4.9	0.90	50.3	3.4	7.7	54.3	25.1	0.3	1.6	—
3/8	5.4	0.94	47.1	5.6	10.5	65.8	30.4	0.4	2.3	—
1/2	7.3	1.38	61.5	12.4	17.1	95.2	49.2	2.3	7.8	54.5
5/8	8.8	1.82	73.3	21.4	23.5	126.9	61.9	7.1	14.4	68.5
3/4	10.7	1.90	93.3	33.7	30.8	149.1	62.2	11.6	19.8	78.3
7/8	12.7	1.97	92.9	47.2	37.1	147.1	74.3	26.2	31.4	107.7
1	14.6	2.76	110.1	72.2	49.6	180.2	137.6	50.0	52.0	147.9
1-1/8	16.1	2.84	140.8	102.6	62.6	191.8	117.3	68.7	60.8	183.6

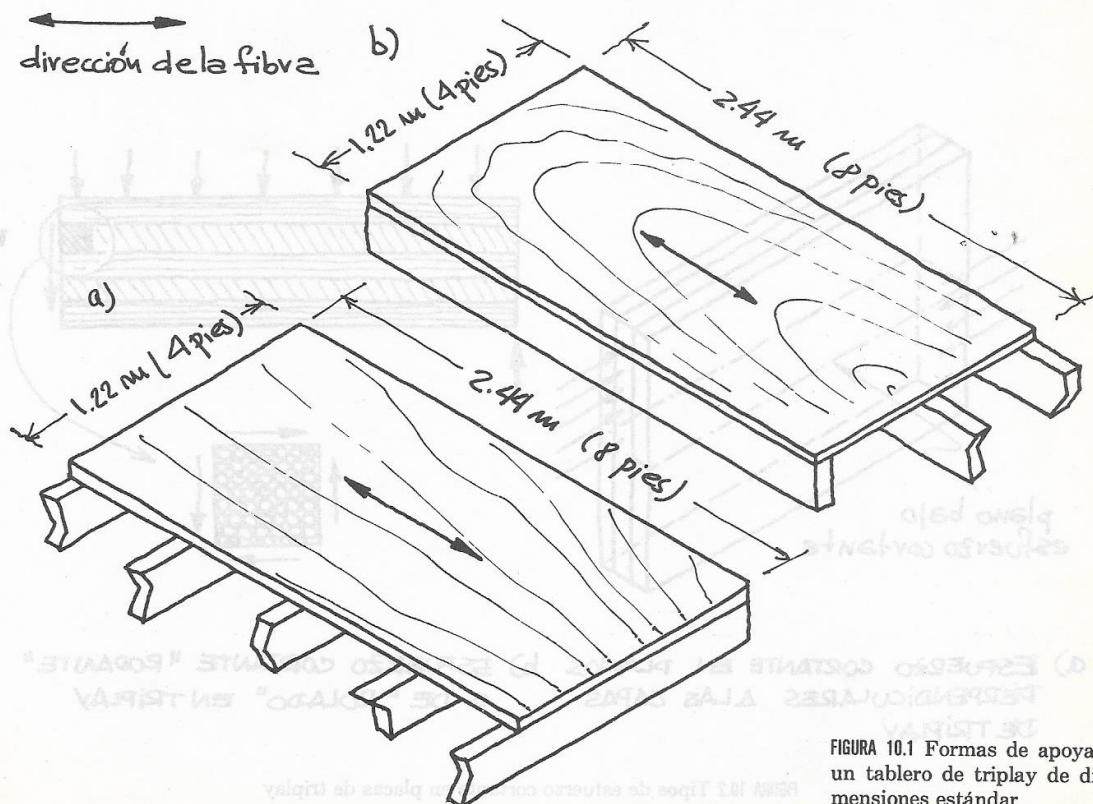


FIGURA 10.1 Formas de apoyar un tablero de triplay de dimensiones estándar

las capas de triplay, es decir, a través del espesor del triplay y esfuerzo cortante "rodante" o de "rolado".

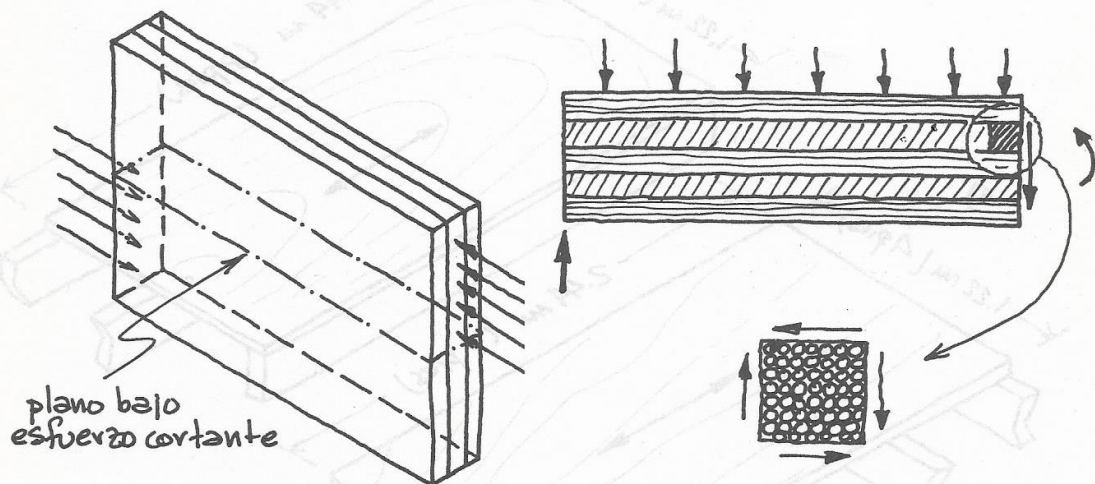
Los esfuerzos cortantes permisibles a través del espesor del triplay se refieren al caso de placas sujetas a un marco en toda su periferia. Cuando la placa está sujeta en sólo dos lados, los esfuerzos permisibles deben multiplicarse por 0.89, cuando la sujeción se efectúa en lados paralelos a las fibras de las caras, y, por 0.75, cuando se hace a lo largo de los lados perpendiculares a las fibras de las caras. En la Fig. 10.2-a se ilustra el significado de este tipo de esfuerzo.

Los esfuerzos cortantes "rodantes" deben revisarse en placas de triplay sometidas a cargas normales a su plano y en ciertos detalles de vigas y componentes diversos de triplay. En estas condiciones de carga las fibras tienden a rodar como se muestra en las Figs. 5.13-c y 10.2-b. La resistencia a este tipo de esfuerzos es baja, pero es raro que resulte crítica.

La Tabla 10.2 también proporciona valores típicos del módulo de elasticidad y del módulo de rigidez. Los valores de los módulos de elasticidad están ajustados para tomar en cuenta la deformación por cortante junto con la deformación por flexión.

La información sobre esfuerzos permisibles y módulos de elasticidad para el triplay que se fabrica en México es escasa. En caso de usar triplay para fines estructurales se deberán hacer ensayos de acuerdo con las recomendaciones de la American Society for Testing and Materials u otras semejantes, con el fin de establecer esfuerzos permisibles apropiados.

Ejemplo 10.1. En los sistemas de piso formados por tableros de triplay y vigas de madera se procura escoger la separación de las vigas de manera que no sea necesario hacer recortes en el triplay. Así, en el ejemplo la placa de dimensiones estándar de 122 cm $\times$ 244 cm se apoya sobre cuatro vigas espaciadas a 61 cm. Los cálculos



a) ESFUERZO CORTANTE EN PLANOS PERPENDICULARES A LAS CAPAS DE TRIPLAY
b) ESFUERZO CORTANTE "RODANTE" O DE "ROLADO" EN TRIPLAY

FIGURA 10.2 Tipos de esfuerzo cortante en placas de triplay

ilustran el uso de las constantes de la Tabla 10.1. Se determinó la capacidad por momento, cortante de rolado y deflexión. Rigió la capacidad por deflexión, como es frecuente en las cubiertas de los sistemas de piso de esta clase. No se revisó la capacidad por aplastamiento, que no suele ser crítica en estas estructuras. Los valores del momento, fuerza cortante y deflexión máximos se obtuvieron utilizando coeficientes aproximados.

TABLA 10.2. Valores permisibles típicos para triplay aplicables para cargas de duración normal (10 años) para un contenido de humedad de equilibrio de 16% (basada en la referencia 10.1)

Tipo de esfuerzo	Valor permisible (kg/cm ²)
Flexión (fibras de la cara exterior paralelas o perpendiculares al claro).	
Tensión	55-140
Compresión en el plano de las capas, en dirección perpendicular o paralela a las fibras de las capas exteriores	40-115
Aplastamiento (compresión perpendicular a las capas exteriores)	7-24
Esfuerzo cortante en planos perpendiculares a las capas, en dirección perpendicular o paralela a las fibras de las caras externas	10-18
Esfuerzo cortante rodante (o de rolado) en el plano de las capas en dirección paralela o perpendicular a las fibras de las caras externas	3-5
Módulo de elasticidad en flexión (fibras de las capas exteriores paralelas o perpendiculares al claro)	63 000-126 000
Módulo de rigidez (para fuerza cortante en planos perpendiculares a las capas)	3 150-6 300

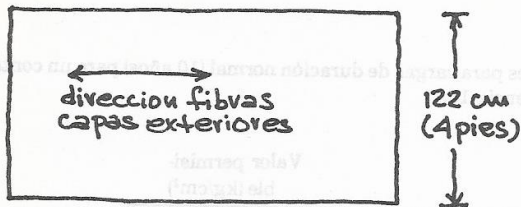
10.4 DIAFRAGMAS

Una forma eficiente y económica de proporcionar a los edificios una resistencia adecuada a las fuerzas horizontales debidas a viento o a sismo consiste en hacer que el techo, los pisos y los muros actúen como diafragmas. Un diafragma es un elemento estructural que puede compararse a una viga de acero de gran

PROPIEDAD
DEL
CONSEJO NACIONAL
DE LA MADERA EN
LA CONSTRUCCION, A. C.
MEXICO, D. F.

EJEMPLO

(10.1)

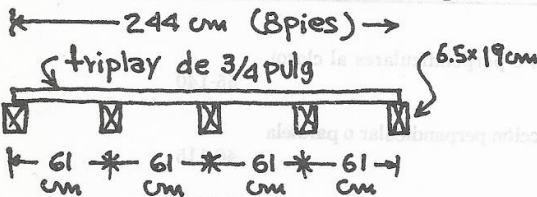
CAPACIDAD DE UN TABLERO DE TRIPLAYDATOS:ESFUERZOS PERMISIBLES:

$$\text{FLEXION: } f_{bp} = 95 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{CORTANTE DE ROLADO: } v_p = 4 \text{ kg/cm}^2$$

MODULO DE ELASTICIDAD:

$$E = 90\,000 \text{ kg/cm}^2$$



$$\Delta_{max} = 0.004 L$$

SE PIDE: ENCONTRAR LA CARGA POR m^2 QUE PUEDE SOPORTAR EL TABLERO DE TRIPLAY DEL SISTEMA DE PISO INDICADO.

CAPACIDAD POR MOMENTO

$$M = f_{bp} S \quad ; \quad M = \frac{1}{10} w L^2 \quad \therefore f_{bp} S = \frac{1}{10} w L^2$$

$$\therefore w = \frac{10 f_{bp} S}{L^2}$$

$$S = 30.8 \text{ cm}^3 \quad (\text{TABLA 10.1})$$

$$w = \frac{10 \times 95 \times 30.8}{61^2} = 7.86 \text{ kg/cm} = 786 \text{ kg/m} \quad \underline{w_{m^2} = 786 \text{ kg/m}^2}$$

CAPACIDAD POR CORTANTE DE ROLADO

$$V = 0.6 w L \quad ; \quad V = v_p \left(\frac{I_b}{Q} \right) \quad \therefore 0.6 w L = v_p \left(\frac{I_b}{Q} \right)$$

$$\frac{I_b}{Q} = 149.1 \text{ cm}^3 \quad (\text{TABLA 10.1}) \quad \therefore w = \frac{v_p \left(\frac{I_b}{Q} \right)}{0.6 L}$$

$$w = \frac{4 \times 149.1}{0.6 \times 61} = 16.3 \text{ kg/cm} = 1630 \text{ kg/m} \quad \underline{w_{m^2} = 1630 \text{ kg/m}^2}$$

CAPACIDAD POR DEFLEXION

$$\Delta_{max} = 0.004 L = 0.004 \times 61 = 0.24 \text{ cm}$$

EJEMPLO

(10.1)

(CONTINUACION)

- 2 -

$$\Delta = \frac{wL^4}{145EI}$$

;

$$w = \frac{145 E I \Delta}{L^4}$$

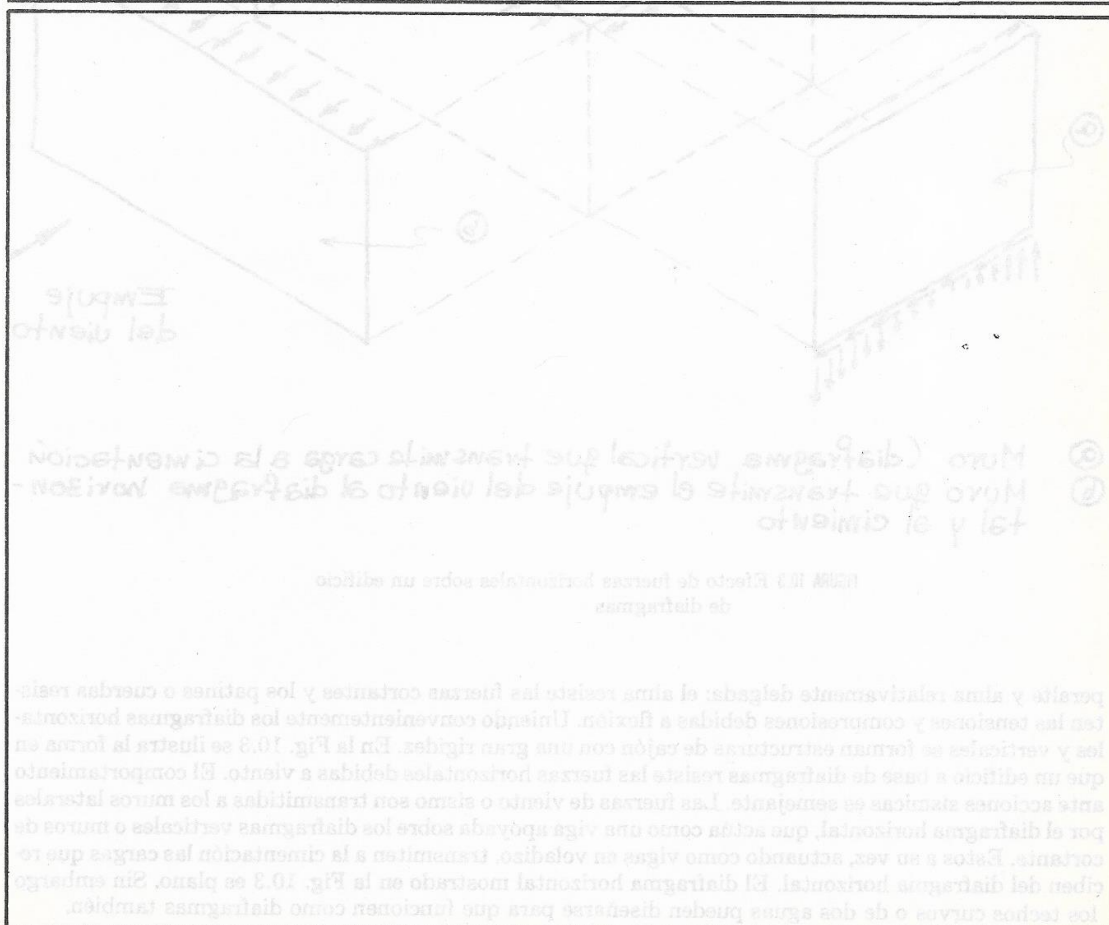
$$I = 33.7 \text{ cm}^4$$

$$w = \frac{145 \times 90000 \times 33.7 \times 0.24}{61^4} = 7.62 \text{ kg/cm} = 762 \text{ kg/m}$$

$$w_{m^2} = 762 \text{ kg/m}^2$$

RÍGE LA CAPACIDAD POR DEFLEXION

$$w_{m^2} = 762 \text{ kg/m}^2$$



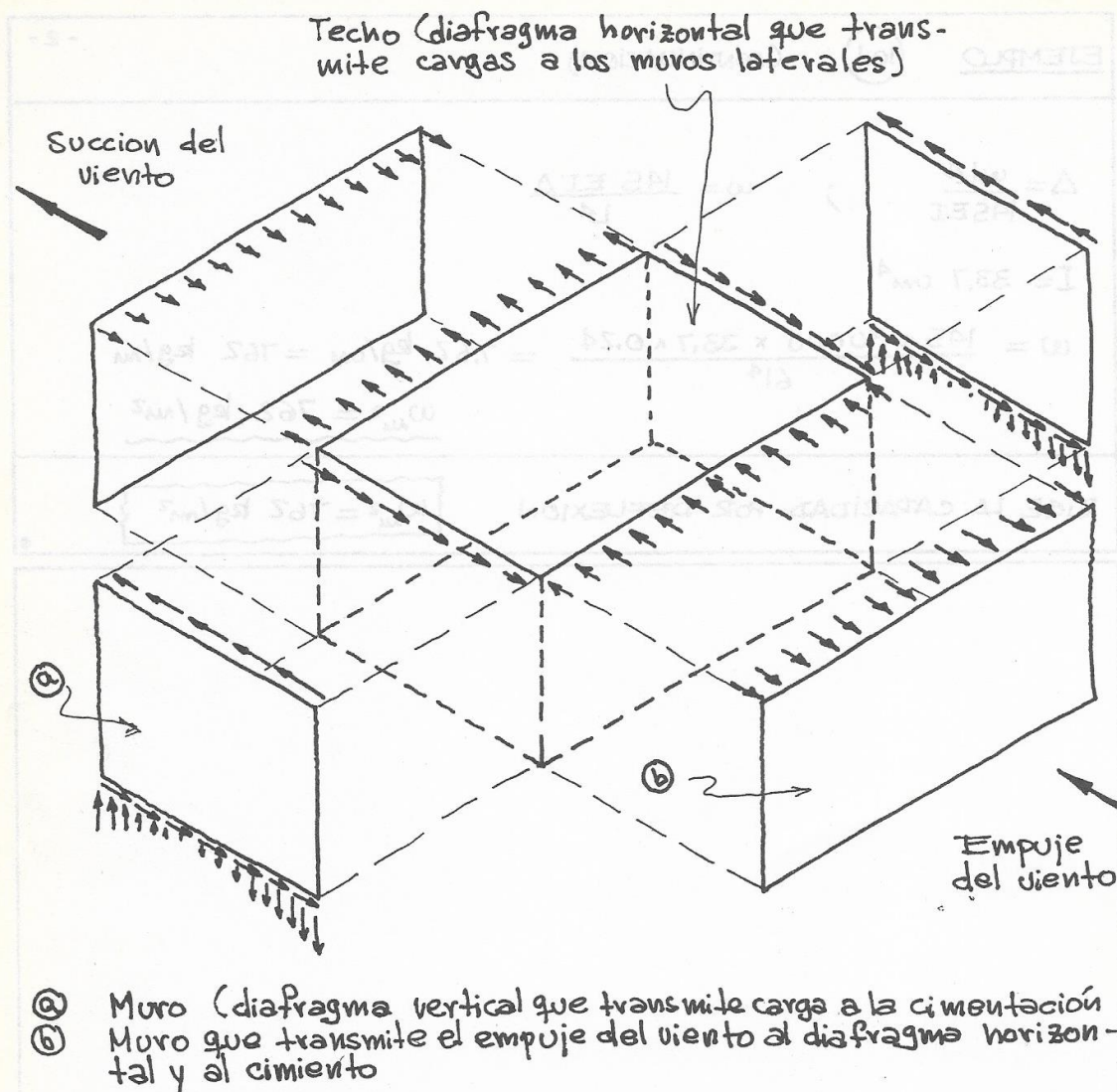


FIGURA 10.3 Efecto de fuerzas horizontales sobre un edificio de diafragmas

peralte y alma relativamente delgada: el alma resiste las fuerzas cortantes y los patines o cuerdas resisten las tensiones y compresiones debidas a flexión. Uniendo convenientemente los diafragmas horizontales y verticales se forman estructuras de cajón con una gran rigidez. En la Fig. 10.3 se ilustra la forma en que un edificio a base de diafragmas resiste las fuerzas horizontales debidas a viento. El comportamiento ante acciones sísmicas es semejante. Las fuerzas de viento o sismo son transmitidas a los muros laterales por el diafragma horizontal, que actúa como una viga apoyada sobre los diafragmas verticales o muros de cortante. Estos a su vez, actuando como vigas en voladizo, transmiten a la cimentación las cargas que reciben del diafragma horizontal. El diafragma horizontal mostrado en la Fig. 10.3 es plano. Sin embargo los techos curvos o de dos aguas pueden diseñarse para que funcionen como diafragmas también.

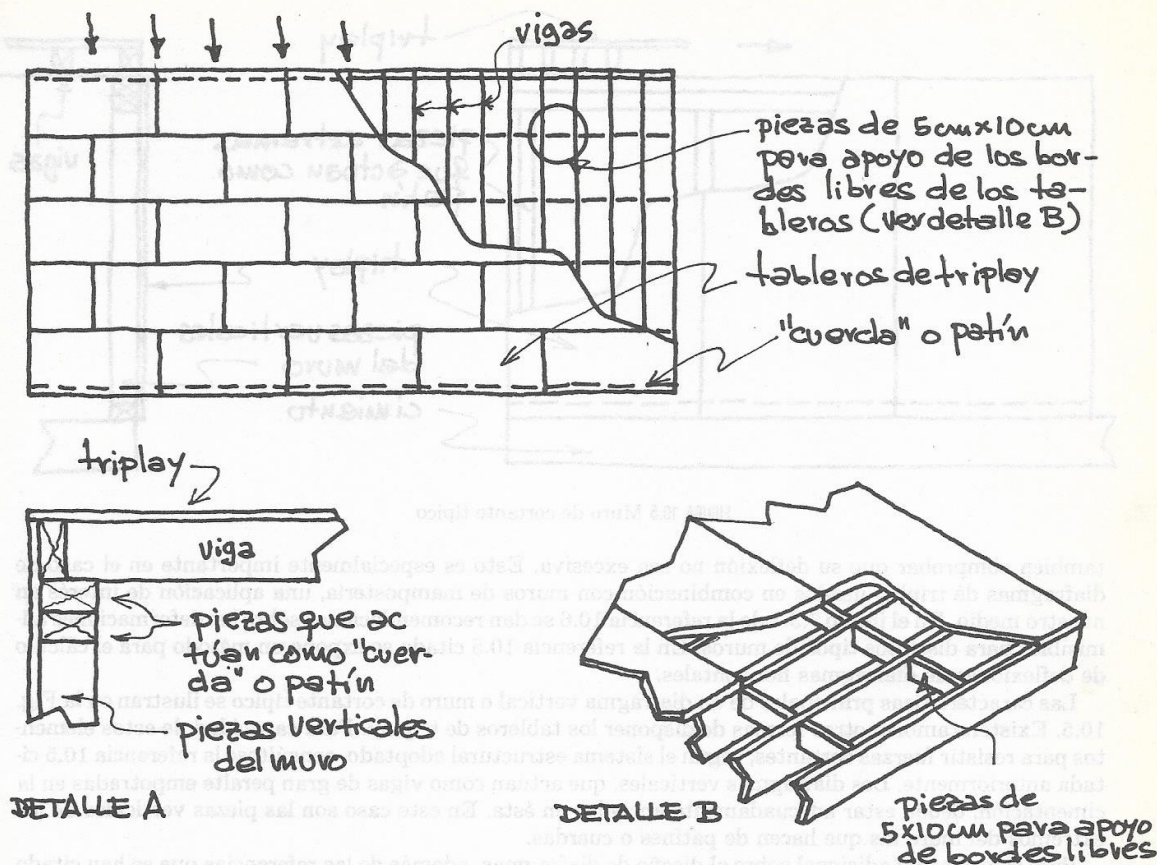


FIGURA 10.4 Detalles típicos de un diafragma horizontal

La fuerza debida a viento que obra sobre un diafragma horizontal se determina sumando las fuerzas que actúan sobre la proyección vertical del techo y la mitad superior de los muros. Se supone que la fuerza del viento que actúa sobre la mitad inferior de los muros es transmitida directamente a la cimentación.

En el caso de acciones sísmicas la fuerza que actúa sobre el diafragma horizontal de un edificio como el de la Fig 10.3 se obtiene multiplicando el peso de toda la porción de estructura que queda arriba de la altura media de los muros por un coeficiente del orden de 0.03 a 0.15, según el reglamento utilizado y según riesgo sísmico de la zona. Para diseño de estructuras de madera sujetas a sismo pueden consultarse las referencias 10.4, 10.16 y 10.17.

Por su gran capacidad para transmitir fuerzas en su plano, la madera contrachapada es un material muy apropiado para formar diafragmas. En la Fig. 10.4 se muestran de manera esquemática los principales elementos de un diafragma horizontal de triplay. El alma está constituida por tableros de triplay apoyados sobre vigas. Conviene apoyar los bordes libres de los tableros sobre piezas del orden de 5 cm X 5 cm ("blocking" en la nomenclatura inglesa) insertadas entre las vigas. La capacidad para transmitir fuerza cortante depende, más que de la resistencia del triplay, de los detalles de clavado y de que los bordes libres de los tableros tengan apoyo. En la referencia 10.5, se dan datos sobre capacidades de diafragmas horizontales de triplay con distintos arreglos de los tableros y sus apoyos así como recomendaciones sobre clavado. Las piezas horizontales apoyadas sobre los muros actúan como los patines (o cuerdas) del diafragma. Como estos elementos deben ser capaces de resistir las tensiones y compresiones producidas por la flexión general del diafragma, deben detallarse empalmes apropiados en caso de no ser continuos. Al dimensionar los diafragmas es necesario no solamente proporcionar una resistencia adecuada sino

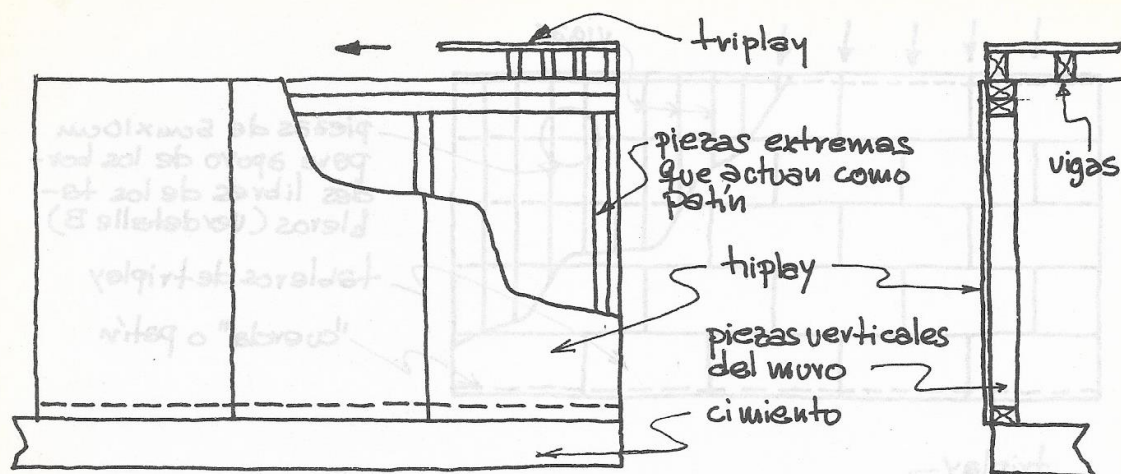


FIGURA 10.5 Muro de cortante típico

también comprobar que su deflexión no sea excesiva. Esto es especialmente importante en el caso de diafragmas de triplay usados en combinación con muros de mampostería, una aplicación de interés en nuestro medio. En el inciso 7.3.1 de la referencia 10.6 se dan recomendaciones sobre las deformaciones admisibles para distintos tipos de muros. En la referencia 10.5 citada se expone un método para el cálculo de deflexiones de diafragmas horizontales.

Las características principales de un diafragma vertical o muro de cortante típico se ilustran en la Fig. 10.5. Existen también otras formas de disponer los tableros de triplay. Para capacidad de estos elementos para resistir fuerzas cortantes, según el sistema estructural adoptado, consúltese la referencia 10.5 citada anteriormente. Los diafragmas verticales, que actúan como vigas de gran peralte empotradas en la cimentación, deben estar adecuadamente anclados en ésta. En este caso son las piezas verticales de los extremos del muro las que hacen de patines o cuerdas.

Para información adicional sobre el diseño de diafragmas, además de las referencias que se han citado pueden consultarse la sección 4 de la referencia 10.7, el capítulo 7 de la referencia 10.8 y los incisos 23.5 y 23.6 de la referencia 10.9.

10.5 APLICACIONES DIVERSAS

10.5.1. Techos

Las aplicaciones estructurales más importantes del triplay son las cubiertas o forros de techos, pisos y muros.

El triplay utilizado como cubierta de techo debe ser capaz de soportar tanto las cargas verticales del peso propio y de los materiales de techado como los efectos de la succión del viento. Para las cargas vivas usuales para techos los espesores del triplay pueden variar de 5/16 pulg a más de una pulg y la separación entre apoyos, de 30 cm a 180 cm. Los clavos empleados para fijar los tableros de triplay deben tener suficiente resistencia a la extracción para poder soportar la succión del viento. Además, si se considera acción de diafragma, deben tener suficiente resistencia a los empujes laterales para poder transmitir fuerzas cortantes satisfactoriamente. Para evitar las deformaciones diferenciales de los bordes libres de los tableros debe proporcionarse apoyo a lo largo de los mismos. Los apoyos pueden consistir en piezas de aproximadamente 5 cm × 10 cm como las recomendadas para los diafragmas de triplay (Fig. 10.4). Puede prescindirse de estos apoyos si los bordes del triplay están machihembrados (Fig. 10.6.-a) o si recurre a conectores especiales ("ply-clips") (Fig. 10.6.-b). En la Fig. 10.7 se muestran algunos detalles de techos con cubierta de triplay. Su diseño así como el de pisos y muros de triplay puede ser muy sencillo si se cuenta con

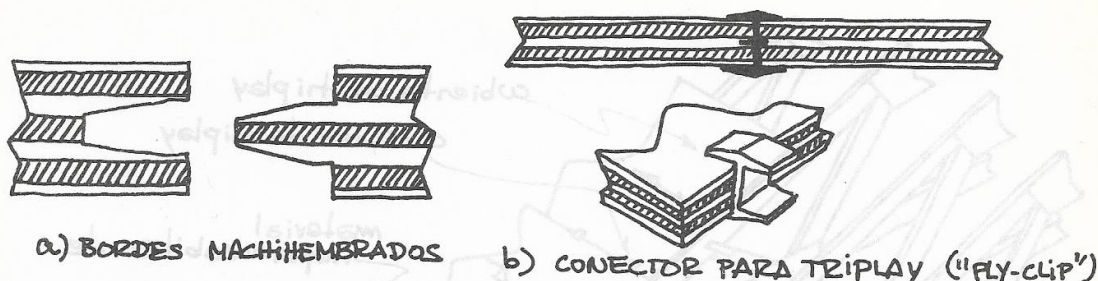


FIGURA 10.6 Formas de proporcionar apoyo a los bordes libres de tableros de triplay

tablas que den las separaciones y dimensiones de las vigas, espesores del triplay y distribución de clavos requeridos según las características de los materiales disponibles y las cargas que deben soportarse. Para ejemplos de tablas de este tipo véase el capítulo 17 de la referencia 10.10, que refleja la práctica usual en los Estados Unidos.

10.5.2 Pisos

Las consideraciones hechas para techos de triplay son también aplicables a los pisos de triplay. Puesto que las cargas que éstos deben soportar son mayores que las de los techos, el espesor del triplay utilizado rara vez es menor de 1/2 pulg. En la Fig. 10.8 se muestra un piso típico. Las separaciones más comunes de las vigas son 30 cm (12 pulg), 40 cm (16 pulg) y 60 cm (24 pulg). Conviene dejar holguras entre los bordes de los tableros del orden de uno a tres mm para tener en cuenta los efectos de los cambios volumétricos de la madera.

Una alternativa que ofrece algunas ventajas consiste en unir los tableros de madera contrachapada a las vigas con una combinación de clavos y pegamento. Se forman así secciones T compuestas que tienen gran eficiencia estructural (Fig. 10.9). El número de clavos requerido es considerablemente menor que el necesario en los sistemas convencionales. El pegamento se aplica también entre bordes de tableros. Una característica importante de este sistema es la ausencia de los rechinos propios de muchos pisos de madera.

Cuando el acabado de un piso requiere una superficie especialmente lisa para su colocación, como sucede con el linóleo y la loseta asfáltica, puede colocarse una segunda capa de triplay con la superficie pulida, como se indica en la Fig. 10.10. Una ventaja de utilizar esta capa adicional es la posibilidad de eliminar los apoyos bajo los bordes de la capa inferior si éstos no coinciden con los de la capa superior.

10.5.3 Muros

La madera contrachapada se utiliza en los muros como base para la colocación de los materiales para revestimiento o acabados exteriores y como elemento estructural. (El triplay fabricado con pegamentos apropiados para uso externo y con las chapas exteriores de calidad apropiada, puede utilizarse como material aparente, sin necesidad de revestimiento.) Sus principales funciones estructurales consisten en transmitir las presiones y succiones del viento a las piezas verticales de los muros y, junto con éstas, formar diafragmas verticales que resisten las fuerzas en su plano originadas por el viento o los sismos (sección 10.5). Contribuyen también a la capacidad para carga vertical de las piezas verticales puesto que aumentan su rigidez; sin embargo esta contribución no suele tomarse en el diseño.

En la Fig. 10.11-a se muestra un muro con los tableros de triplay colocados de manera que la dirección de la fibra queda vertical. En el muro de la Fig. 10.11-b la dirección de la fibra es horizontal. Al igual que en los diafragmas horizontales, la capacidad para transmitir fuerza cortante mejora si se proporciona apoyo a los bordes libres de los tableros. El espesor mínimo recomendable es 5/16 pulg; si el triplay se utiliza sin revestimiento conviene aumentar esto a 3/8 pulg ó 1/2 pulg. Las piezas verticales suelen tener separaciones de 40 cm (16 pulg) a 60 cm (24 pulg). Como en los pisos, conviene dejar holguras de uno a tres mm entre los bordes de los tableros.

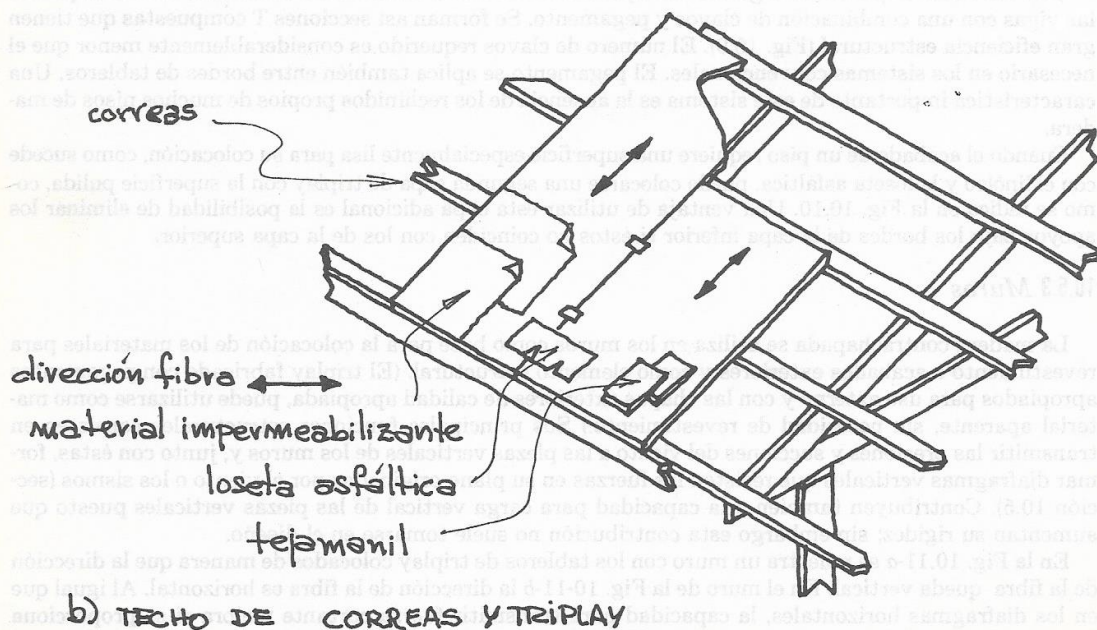
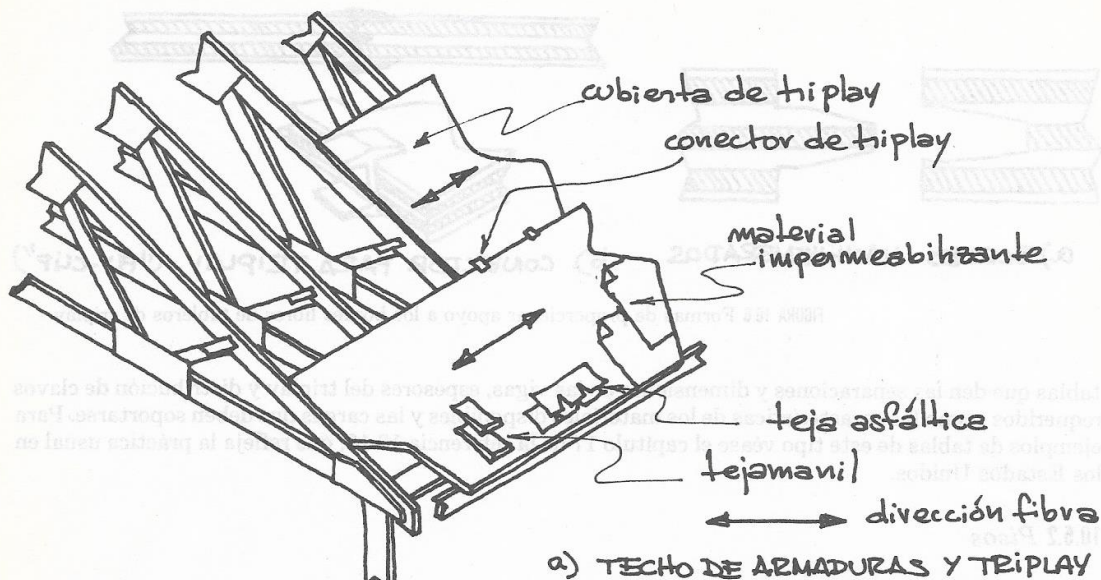


FIGURA 10.7 Techos de triplay

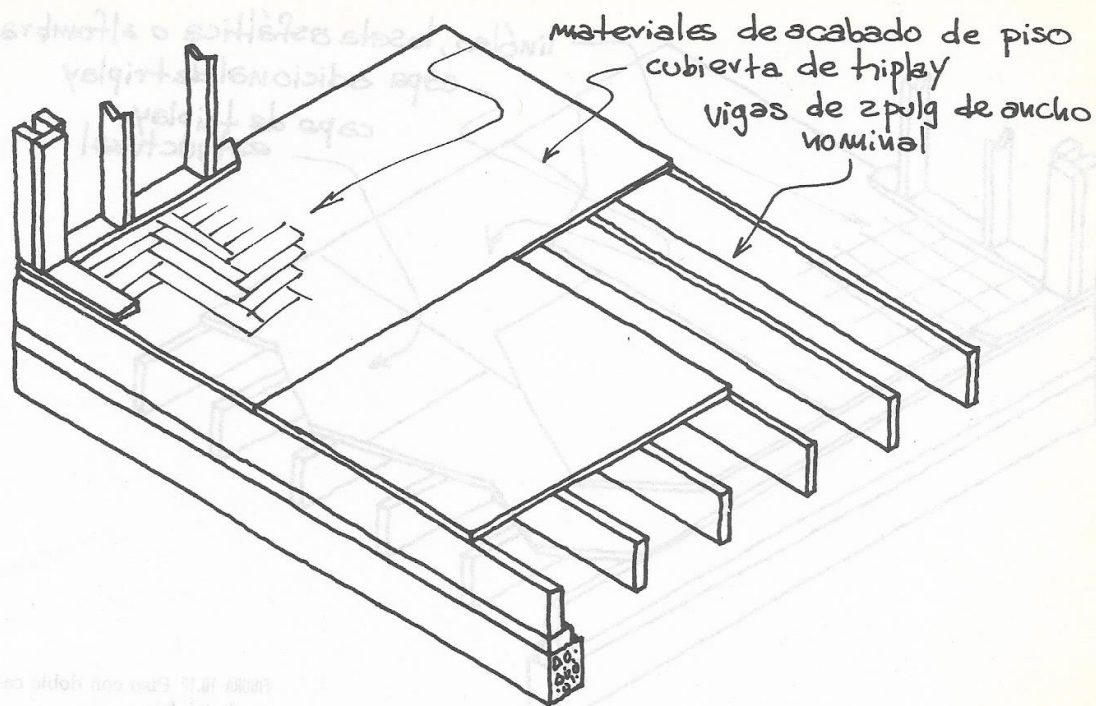


FIGURA 10.8 Piso de triplay

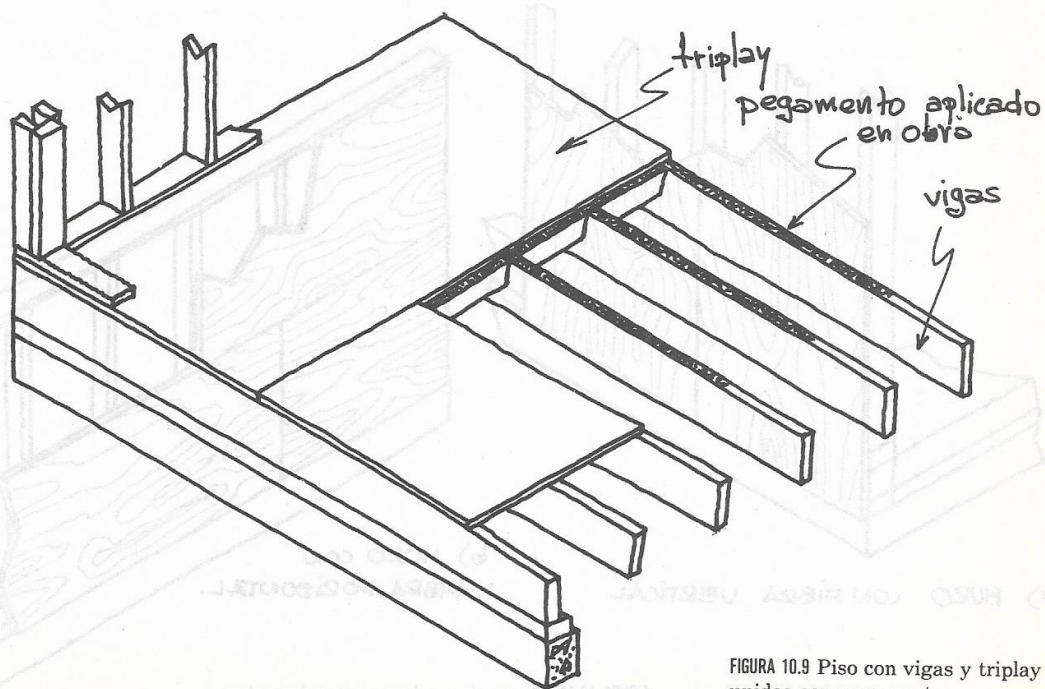


FIGURA 10.9 Piso con vigas y triplay unidos con pegamento

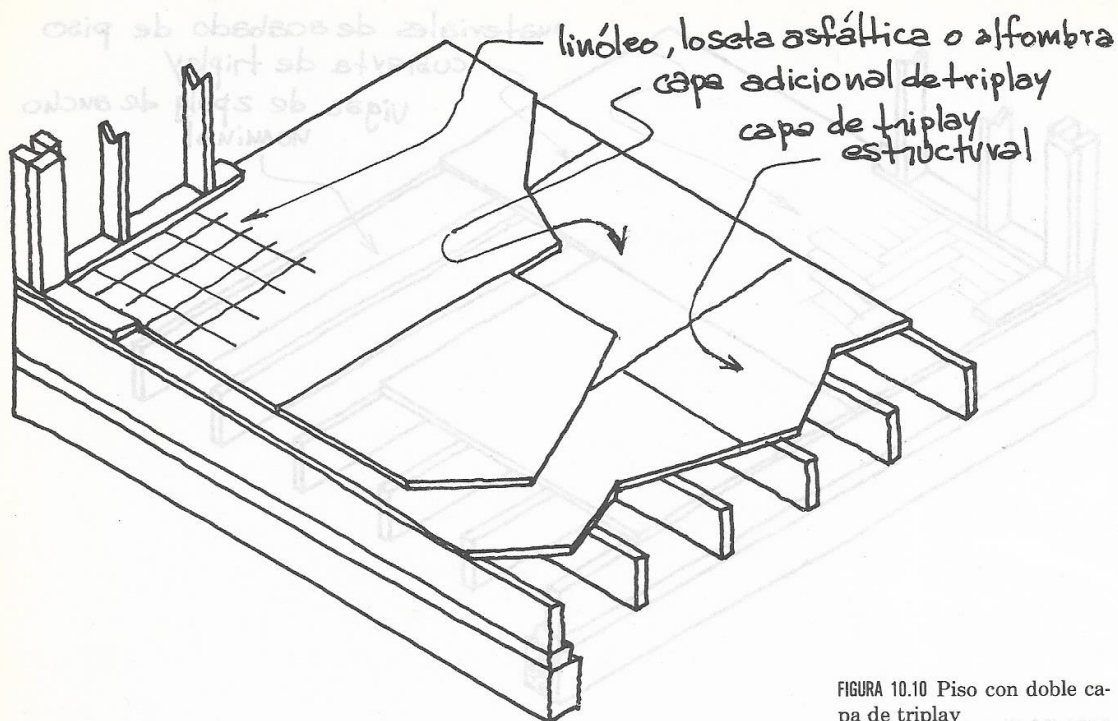


FIGURA 10.10 Piso con doble capa de triplay

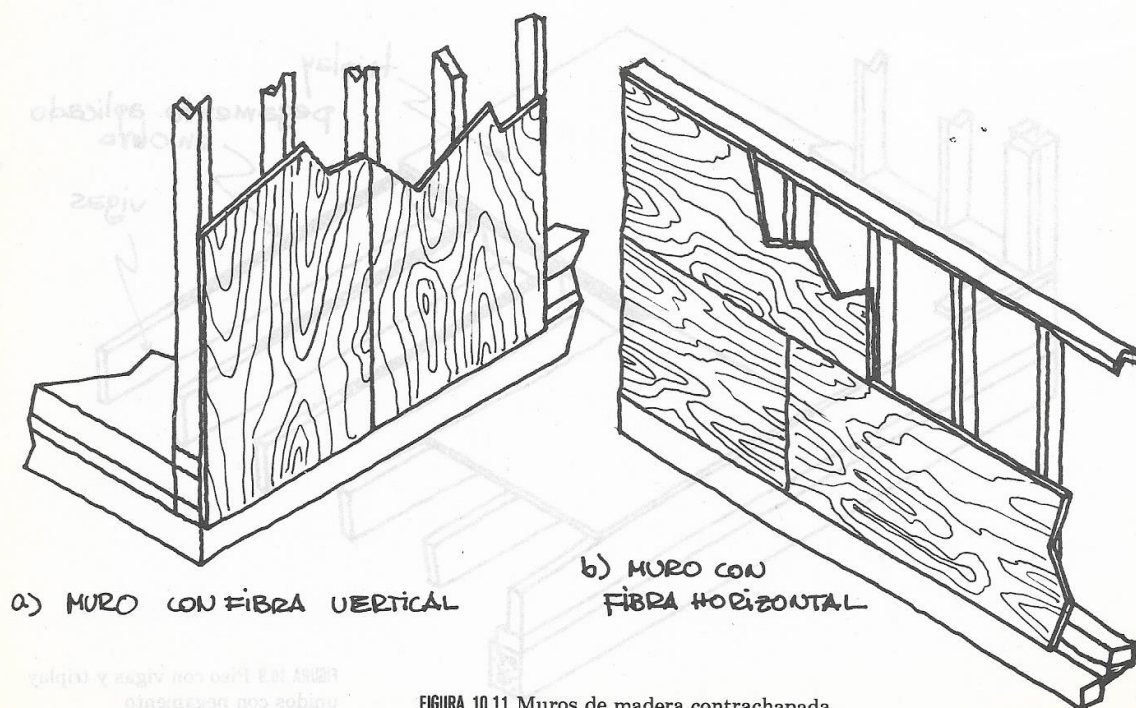
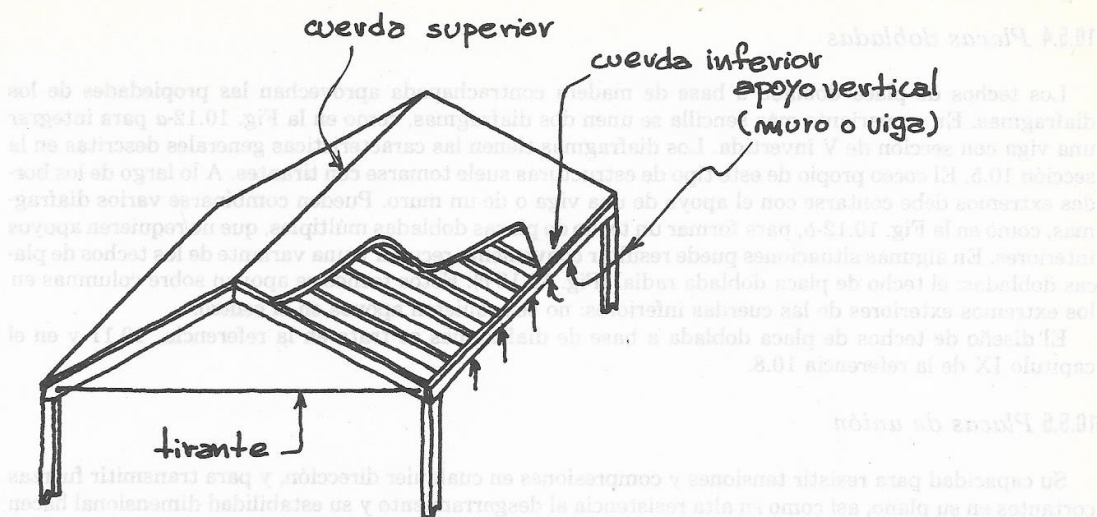
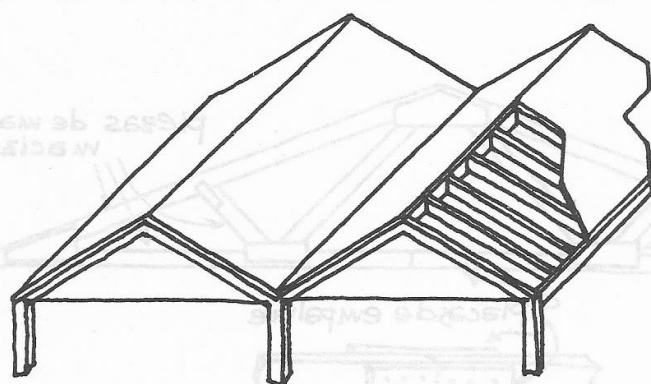


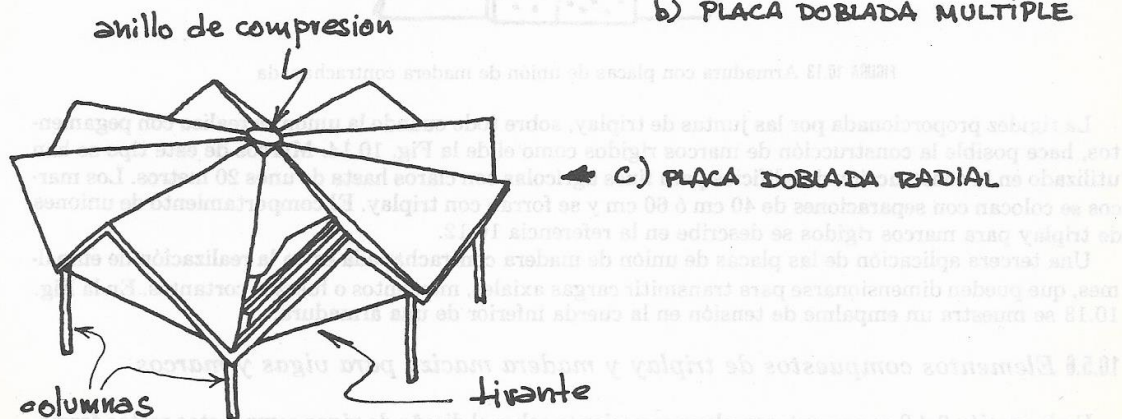
FIGURA 10.11 Muros de madera contrachapada



a) PLACA DOBLADA SIMPLE



b) PLACA DOBLADA MÚLTIPLE



c) PLACA DOBLADA RADIAL

FIGURA 10.12 Techos de placa doblada

10.5.4 Placas dobladas

Los techos de placa doblada a base de madera contrachapada aprovechan las propiedades de los diafragmas. En su variante más sencilla se unen dos diafragmas, como en la Fig. 10.12-a para integrar una viga con sección de V invertida. Los diafragmas tienen las características generales descritas en la sección 10.5. El coceo propio de este tipo de estructuras suele tomarse con tirantes. A lo largo de los bordes extremos debe contarse con el apoyo de una viga o de un muro. Pueden combinarse varios diafragmas, como en la Fig. 10.12-b, para formar un techo de placas dobladas múltiples, que no requieren apoyos interiores. En algunas situaciones puede resultar conveniente recurrir a una variante de los techos de placas dobladas: el techo de placa doblada radial (Fig. 10.12-c). Estos techos se apoyan sobre columnas en los extremos exteriores de las cuerdas inferiores: no se requieren apoyos en el centro.

El diseño de techos de placa doblada a base de diafragmas se trata en la referencia 10.11 y en el capítulo IX de la referencia 10.8.

10.5.5 Placas de unión

Su capacidad para resistir tensiones y compresiones en cualquier dirección, y para transmitir fuerzas cortantes en su plano, así como su alta resistencia al desgarramiento y su estabilidad dimensional hacen que la madera contrachapada sea un material muy apropiado para placas de unión.

El uso más común de las placas de unión de triplay es en la fabricación de armaduras ligeras hasta de unos 15 cm (Fig. 10.13). En algunos casos la unión se hace por medio de clavos. Puede también utilizarse algún pegamento adecuado, solo o en combinación con clavos, con lo que se logra mayor rigidez que cuando se emplean sólo clavos.

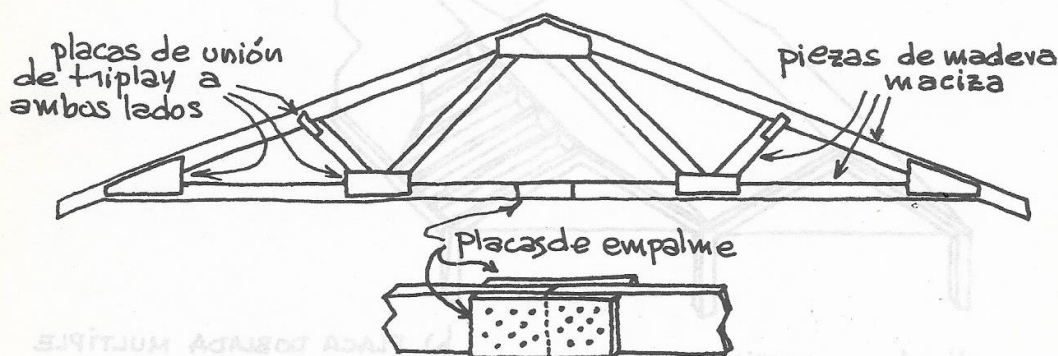


FIGURA 10.13 Armadura con placas de unión de madera contrachapada

La rigidez proporcionada por las juntas de triplay, sobre todo cuando la unión se realiza con pegamentos, hace posible la construcción de marcos rígidos como el de la Fig. 10.14. Marcos de este tipo se han utilizado en la construcción de edificios para fines agrícolas con claros hasta de unos 20 metros. Los marcos se colocan con separaciones de 40 cm ó 60 cm y se forran con triplay. El comportamiento de uniones de triplay para marcos rígidos se describe en la referencia 10.12.

Una tercera aplicación de las placas de unión de madera contrachapada es en la realización de empalmes, que pueden dimensionarse para transmitir cargas axiales, momentos o fuerzas cortantes. En la Fig. 10.13 se muestra un empalme de tensión en la cuerda inferior de una armadura.

10.5.6 Elementos compuestos de triplay y madera maciza para vigas y marcos

En la sección 9.4.8 se presentaron algunas nociones sobre el diseño de vigas compuestas rectas formadas por almas de madera contrachapada y patines de madera maciza o madera laminada. Los mismos

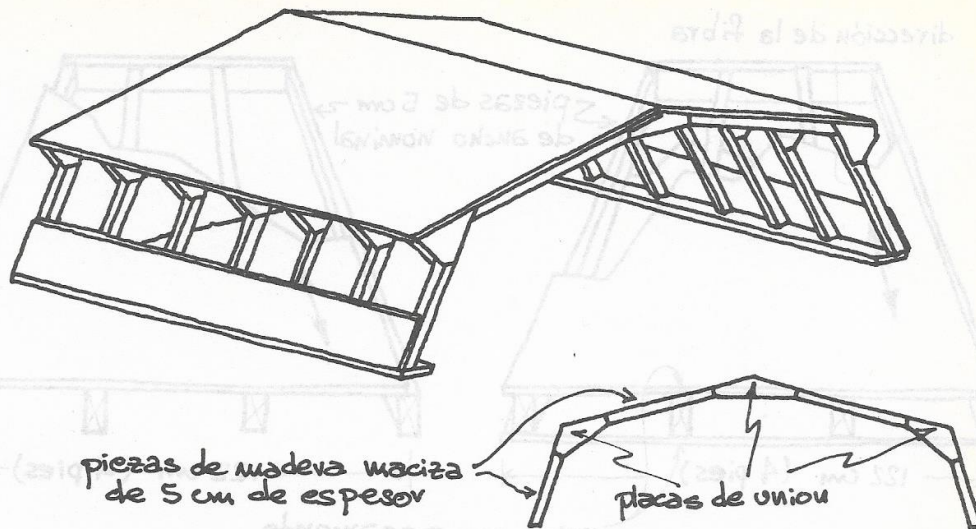


FIGURA 10.14 Marcos rígidos con placas de unión de madera contrachapada

principios pueden aplicarse al diseño de vigas de peralte variable con diversas configuraciones y de marcos rígidos como los ilustrados en la Fig. 10.15.

10.5.7. Paneles prefabricados

La prefabricación de componentes aplicando métodos industrializados puede simplificar y abaratar la construcción de viviendas y edificios ligeros para usos industriales o comerciales. Los componentes más comunes son los paneles, que pueden clasificarse en tres tipos: a) paneles de triplay pegado sobre bastidores de madera maciza ("stressed skin panels") b) paneles "sandwich" y c) paneles de triplay clavado sobre bastidores de madera maciza.

Los paneles prefabricados pueden producirse en instalaciones relativamente sencillas. Por su ligereza, el costo del transporte del lugar de fabricación a la obra es bajo. Su montaje es notablemente sencillo y rápido. Pueden diseñarse para formar techos, pisos o muros.

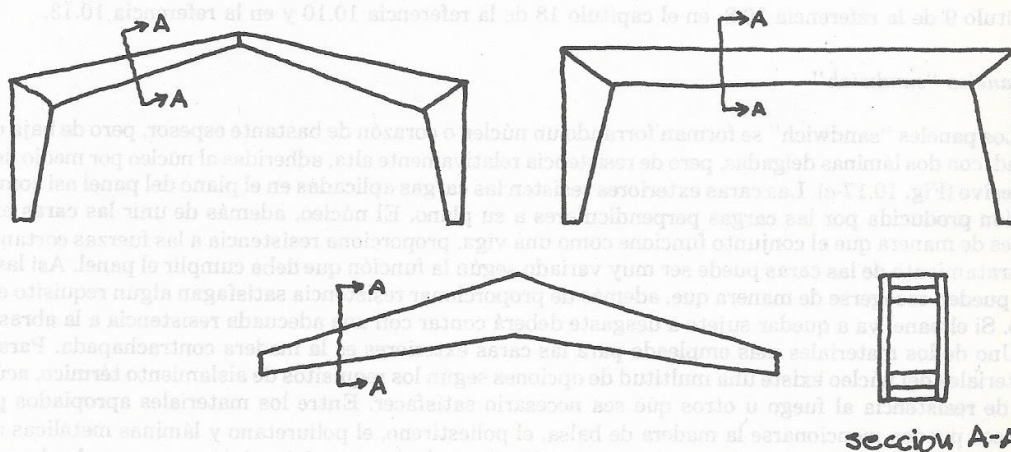


FIGURA 10.15 Marcos de sección compuesta de triplay y madera maciza o madera laminada

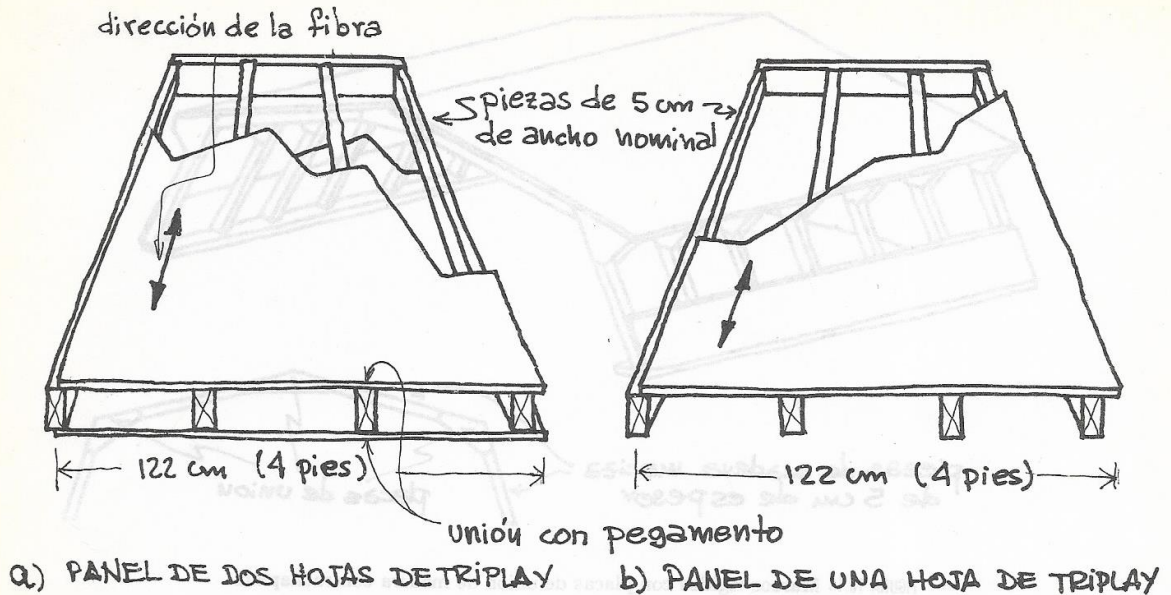


FIGURA 10.16. Paneles de triplay pegados sobre bastidores de madera maciza ("Stressed-skin panels")

Paneles de triplay pegado sobre bastidores de madera maciza ("stressed-skin panels")

Estos componentes están formados por hojas de triplay pegadas sobre bastidores de piezas de 5 cm de ancho nominal y peralte variable según el claro. Los más comunes tienen doble hoja de triplay, como en la Fig. 10.16-a. Sin embargo, también pueden fabricarse con una sola hoja de triplay (Fig. 10.16-b). Su comportamiento ante cargas que producen flexión es equiparable al de un conjunto de vigas I o T.

Los paneles de este tipo son de gran eficacia estructural ya que el triplay actúa simultáneamente como cubierta y como parte de las secciones compuestas que forma junto con las piezas macizas del bastidor. Se utilizan principalmente en sistemas de techo o piso con claros hasta de doce metros. Además pueden incorporarse fácilmente a sistemas a base de placas dobladas, marcos rígidos y otros.

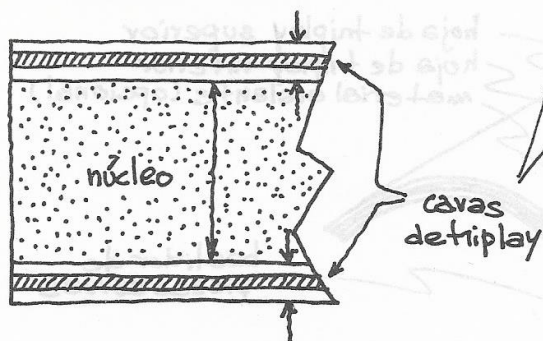
Su diseño se trata en la sección 10.3.1 de la referencia 10.2, en la sección 4 de la referencia 10.7, en el capítulo 9 de la referencia 10.8, en el capítulo 18 de la referencia 10.10 y en la referencia 10.13.

Paneles "sandwich"

Los paneles "sandwich" se forman forrando un núcleo o corazón de bastante espesor, pero de baja densidad, con dos láminas delgadas, pero de resistencia relativamente alta, adheridas al núcleo por medio de un adhesivo (Fig. 10.17-a). Las caras exteriores resisten las cargas aplicadas en el plano del panel así como la flexión producida por las cargas perpendiculares a su plano. El núcleo, además de unir las caras exteriores de manera que el conjunto funcione como una viga, proporciona resistencia a las fuerzas cortantes. El tratamiento de las caras puede ser muy variado según la función que deba cumplir el panel. Así las caras pueden escogerse de manera que, además de proporcionar resistencia satisfagan algún requisito estético. Si el panel va a quedar sujeto a desgaste deberá contar con una adecuada resistencia a la abrasión.

Uno de los materiales más empleado para las caras exteriores es la madera contrachapada. Para los materiales del núcleo existe una multitud de opciones según los requisitos de aislamiento térmico, acústico, de resistencia al fuego u otros que sea necesario satisfacer. Entre los materiales apropiados para núcleos pueden mencionarse la madera de balsa, el poliestireno, el poliuretano y láminas metálicas o de cartón formando estructuras de panel (Fig. 10.17-b). Las relaciones resistencia/peso que pueden lograrse son notablemente altas.

a) COMPOSICIÓN DE UN PANEL
"SANDWICH" TÍPICO



b) PANEL "SANDWICH"
DE TRIPLAY Y NÚCLEO
DE ESTRUCTURA DE PANEL

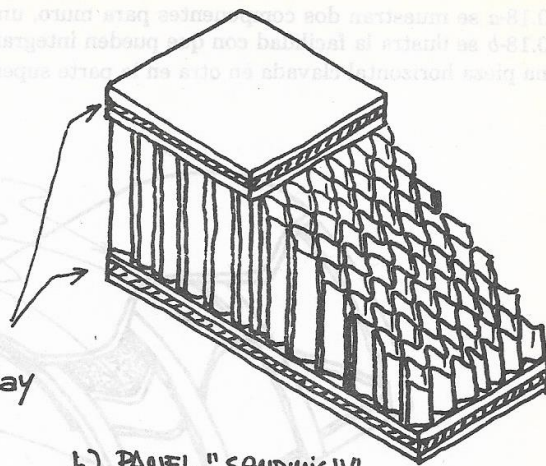
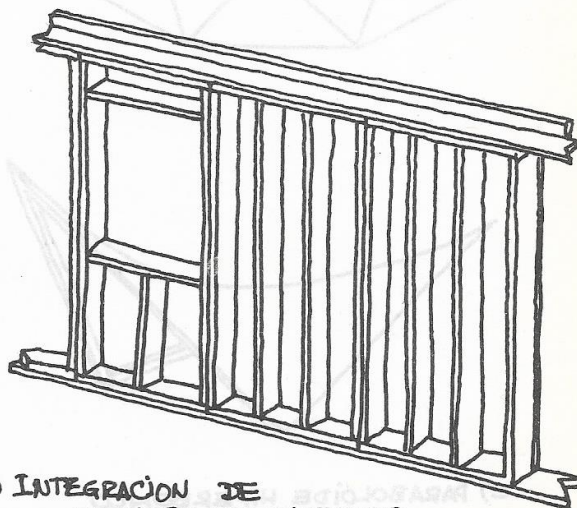
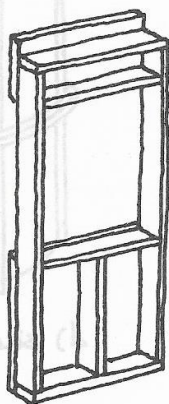
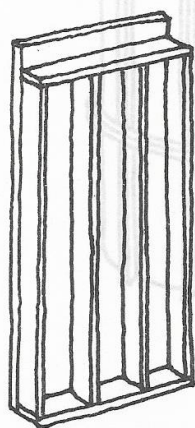


FIGURA 10.17 Paneles "SANDWICH"

El capítulo 12 de la referencia 10.3 contiene amplia información sobre el diseño y la construcción de paneles "sandwich". El capítulo 9 de la referencia 10.8 y la referencia 10.14 también son útiles.

Paneles de triplay y piezas macizas unidos por elementos mecánicos

Los métodos de producción de los paneles descritos en los incisos anteriores son relativamente complicados ya que involucran el uso de pegamentos. Una alternativa más sencilla consiste en fabricar los componentes simplemente clavando el triplay sobre bastidores de madera. Pueden diseñarse componentes que cumplen diversas funciones y que pueden combinarse de manera flexible para formar edificios con distribuciones variadas. El montaje de este tipo de edificios es notablemente rápido y sencillo. En la Fig.

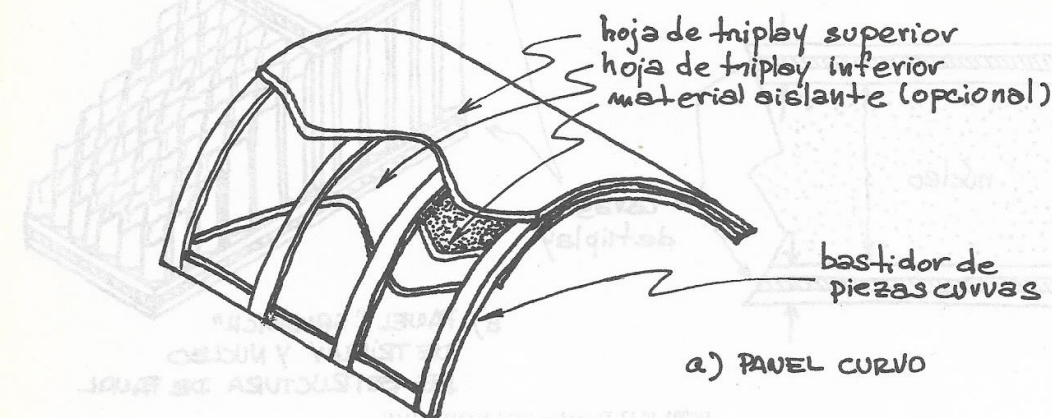


a) PANELES PARA MURO

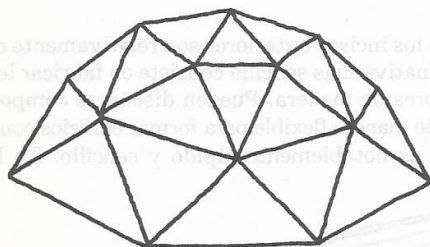
b) INTEGRACIÓN DE
UN MURO DE PANELES

FIGURA 10.18 Paneles de triplay clavado sobre madera maciza

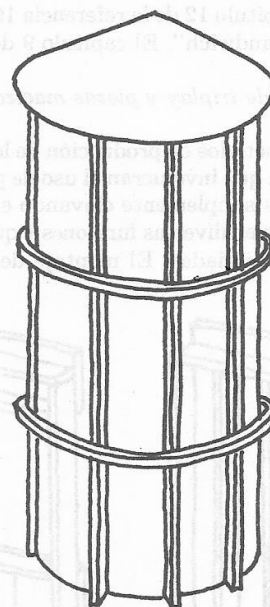
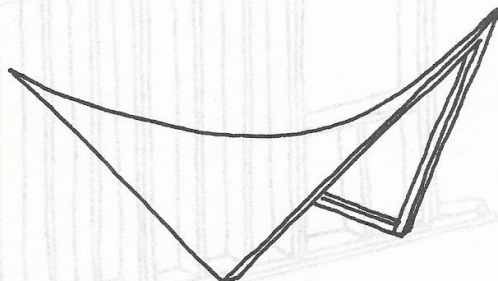
10.18-a se muestran dos componentes para muro, uno de ellos con un hueco para ventana. En la Fig. 10.18-b se ilustra la facilidad con que pueden integrarse para formar un muro uniéndolos por medio de una pieza horizontal clavada en otra en la parte superior de los paneles.



b) DOMO



c) PARABOLOIDE HIPERBOLICO



d) SILO

FIGURA 10.19 Estructuras diversas de madera contrachapada

10.5.8 Estructuras varias

Las aplicaciones de la madera contrachapada que se han descrito en las secciones anteriores son las más comunes. A continuación se mencionan algunas otras formas que se han utilizado con éxito que ilustran la versatilidad del triplay.

Paneles curvos

Gracias a la capacidad de la madera contrachapada para admitir cierta curvatura pueden fabricarse paneles curvos para techos como el mostrado en la Fig. 10.19-a. Para el dimensionamiento de estos elementos puede consultarse la referencia 10.15.

Domos

Se han construido diversos tipos de domos utilizando triplay. Una variante consiste en combinar una serie de triángulos de triplay para dar la forma deseada, como en la Fig. 10.19-b.

Paraboloides hiperbólicos

Se pueden fabricar paraboloides hiperbólicos como los de la Fig. 10.19-c pegando de dos a cuatro hojas de triplay sobre un bastidor que sirve de molde. Son apreciados como elementos para techar por sus cualidades estéticas.

Silos

Otra aplicación posible gracias a la capacidad para admitir curvatura del triplay son silos como los de la Fig. 10.19-d. Estas estructuras se forman apoyando paneles curvos de triplay sobre un esqueleto constituido por piezas rectas verticales combinadas con anillos.

REFERENCIAS

- 10.1 "Plywood Design Specification", *American Plywood Association*, Tacoma, Washington, abril 1978.
- 10.2 G. Gurfinkel, "Wood Engineering", *Southern Forest Products Association*, Nueva Orleans, 1973.
- 10.3 "Wood Handbook", Forest Service Agriculture Handbook No. 72, *U.S. Department of Agriculture, Forest Service*, Forest Products Laboratory, Madison, Wis., 1974.
- 10.4 D.J. Dowrick, "Earthquake resistant design", *Wiley*, Chichester, Inglaterra, 1977.
- 10.5 "Plywood Diaphragm Construction", *American Plywood Association*, Tacoma, Washington, oct 1978.
- 10.6 Timber Engineering Company, "Timber Design and Construction Handbook", *Mc Graw Hill*, Nueva York, 1956.
- 10.7 American Institute of Timber Construction, "Timber Construction Manual", segunda edición, *Wiley*, Nueva York, 1974.
- 10.8 N.S. Perkins, "Plywood", *Douglas Fir Plywood Association*, Tacoma, Washington, 1962.
- 10.9 E.G. Ozeltan y J.A. Baird, "Timber Designers Manual", *Crosby Lockwood Staples*, Londres, 1976.
- 10.10 R.J. Hoyle, "Wood Technology in the Design of Structures", 4ª edición, *Mountain Press Publishing Company*, Missoula, Montana, 1978.
- 10.11 J.M. Carney, "Plywood Folded Plates", *American Plywood Association Laboratory Report 121*, *American Plywood Association*, Tacoma, Washington, 1971.
- 10.12 F.C. Pneuman, "Rigid Frame Joints", *Laboratory Report No. 96*, *American Plywood Association*, Tacoma, Washington.
- 10.13 "Plywood Design Specification, Supplement 3, Design of Plywood Stressed-Skin Panels", *American Plywood Association*, Tacoma, Washington, 1974.
- 10.14 "Plywood Design Specification, Supplement 4, Design of Plywood Sandwich Panels", *American Plywood Association*, Tacoma, Washington, 1974.
- 10.15 "Plywood Design Specification, Supplement 1, Design of Plywood Curved Panels", *American Plywood Association*, Tacoma, Washington, 1974.

- 10.16 J. Ambrose y D. Vergun, "Simplified Building Design for Wind and Earthquake Forces" Wiley, Nueva York, 1980.
- 10.17 H. J. Degenkolb y L. A. Wyllie, Jr., "Design-Lateral Forces", en "Western Woods Use Book, Western Wood Products Association, Portland, Oregon, 1973.

PROPIEDAD

DEL

CONSEJO NACIONAL
DE LA MADERA EN
LA CONSTRUCCION, A.C.
MEXICO, D.F.

11. Usos estructurales de la madera laminada encolada

11.1 CONSIDERACIONES GENERALES

El costo por unidad de volumen de la madera laminada es considerablemente superior al costo correspondiente de la madera maciza. A pesar de ello la madera laminada con frecuencia resulta conveniente gracias a sus cualidades estéticas, la uniformidad de su calidad, su estabilidad dimensional y la posibilidad de producir miembros con dimensiones y formas totalmente fuera del alcance de la madera maciza. Por otra parte, puesto que la obtención de piezas macizas de dimensiones grandes tiende a ser cada vez más difícil, es de suponer que el atractivo económico de la madera laminada irá aumentando con el tiempo.

En la sección 4.6 se describieron las características más importantes de la madera laminada encolada y se reseñaron sus ventajas. En este capítulo se presentan algunas nociones sobre la fabricación, el comportamiento, el diseño y las aplicaciones de miembros de esta modalidad de la madera. Para información general más amplia pueden consultarse el capítulo 3 de la referencia 11.2, los capítulos 7 y 17 de la referencia 11.3, el capítulo 10 de la referencia 11.4, el capítulo 4 de la referencia 11.5, el capítulo 9 de la referencia 11.6 y la referencia 11.17. Para especificaciones y normas véanse las referencias 11.1 y 11.7 a 11.13.

11.2 FABRICACION DE MIEMBROS DE MADERA LAMINADA ENCOLADA

Aunque la fabricación de productos de madera laminada encolada puede realizarse con instalaciones y equipo relativamente sencillos, el proceso requiere mano de obra especializada y una supervisión cuidadosa.

Los miembros de madera laminada se forman encolando tablas, a veces denominadas "laminaciones", de espesores menores de cinco centímetros, secadas preferentemente en estufa, de manera que su contenido de humedad sea menor que aproximadamente 16%. Las tablas utilizadas para las laminaciones se cepillan para lograr espesores uniformes y superficies lisas. En los Estados Unidos se tiende a usar laminaciones de espesor estándar, después del cepillado: 1 ½ pulg (38 mm) para miembros rectos o curvos con poca curvatura y ¾ pulg (19 mm) para miembros con curvatura pronunciada. Así los peraltes totales son múltiplos de estas medidas. En Inglaterra, el espesor estándar preferido parece ser de 45 mm. Durante el proceso de secado de las colas, las laminaciones deben mantenerse unidas bajo presión uniforme. Esto se logra mediante prensas o tornillos de presión apropiados. Después del encolado, la sección se maquina para emparejar las caras laterales y limpiar los adhesivos derramados en las juntas. Evidentemente una desventaja de los productos laminados respecto a la madera maciza es el desperdicio de material debido a las operaciones de cepillado requeridas.

Las colas o adhesivos empleados deben escogerse de acuerdo con las condiciones de uso previstas en la estructura terminada. Para uso interno puede utilizarse la caseína. Para uso externo debe emplearse un adhesivo resistente a la humedad como la melamina o algunas de las resinas fenólicas. En la referencia 11.13 se dan recomendaciones sobre los requisitos que deben cumplir los adhesivos para madera laminada.

Se ha mencionado que una ventaja de la madera laminada respecto a la madera maciza es la posibilidad de controlar eficientemente el contenido de humedad incluso en piezas con dimensiones transversales importantes, ya que el secado de las laminaciones se efectúa antes de la operación de colado, de manera que el espesor involucrado es pequeño. Gracias a esto no se presentan las grietas por secado que son típicas en miembros grandes de madera maciza. Es conveniente evitar esfuerzos internos debidos a cambios volumétricos diferenciales de las laminaciones. Esto se puede lograr procurando que las distintas laminaciones sean de maderas con características parecidas respecto a los cambios volumétricos y que tengan un contenido de humedad semejante. Si los miembros se fabrican con laminaciones cuyo contenido de humedad no difiera en más de un tres por ciento del esperado en condiciones de uso, se reducen notablemente los problemas debidos a variaciones volumétricas.

Las tablas para producir laminaciones se suministran generalmente en longitudes menores que seis metros. Para fabricar miembros con longitudes mayores las laminaciones se unen en sus extremos por medio de una junta o empalme encolado antes del ensamblado final del conjunto. En la Fig. 11.1 se muestran los

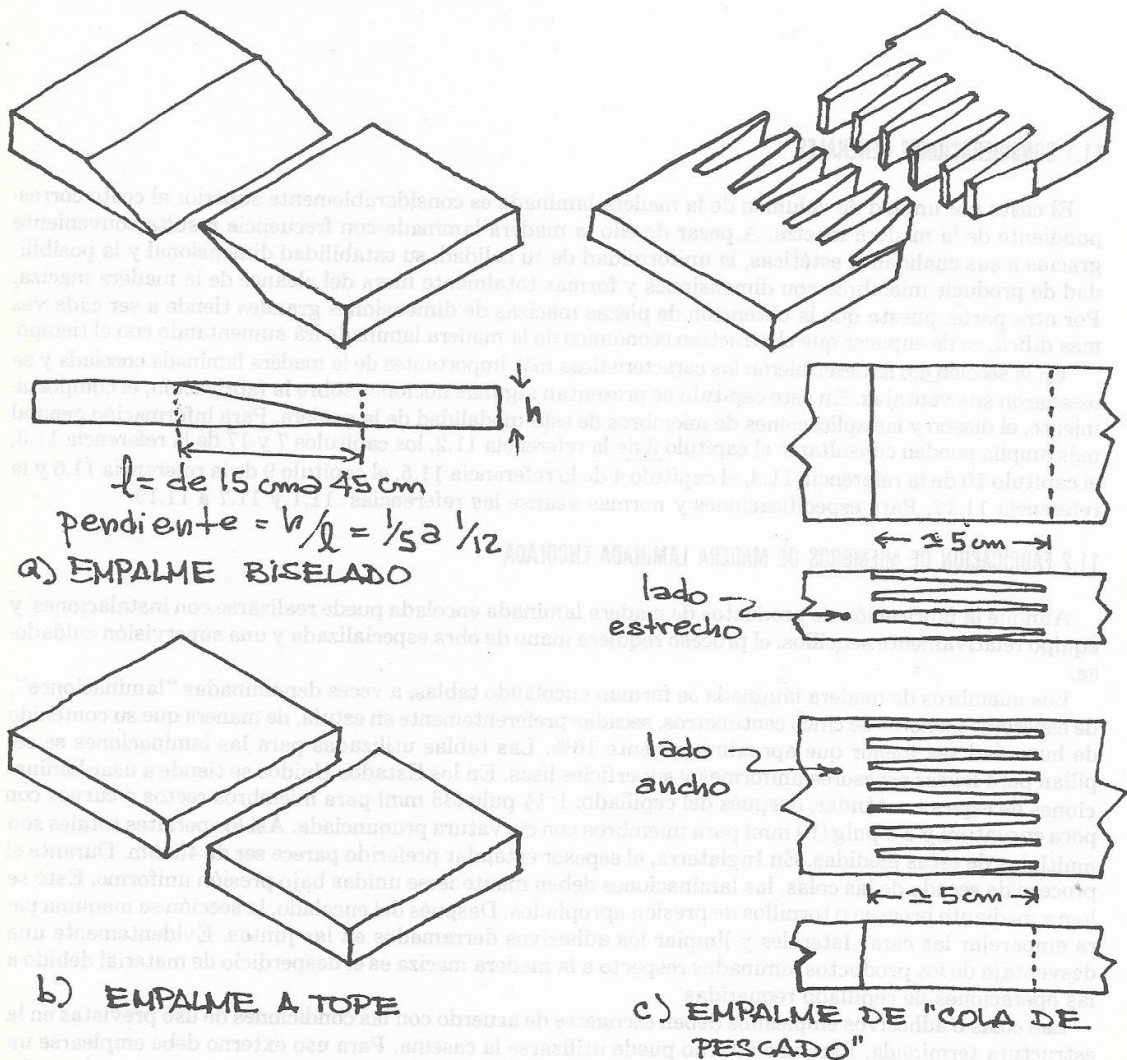


Figura 11.1 Tipos de empalmes en miembros de madera laminada

principales tipos de ensambles. El que menos afecta la resistencia del miembro es el biselado, cuya efectividad aumenta al disminuir la pendiente, definida como la relación entre el espesor de la laminación y la longitud ocupada por la junta. Su principal desventaja es el considerable desperdicio de material, como puede apreciarse en la figura citada. Los empalmes a tope no tienen capacidad para transmitir tensión por lo que en general conviene no recurrir a ellos. Los empalmes de "cola de pescado" constituyen una alternativa intermedia entre los biselados y los empalmes a tope. Su resistencia es menor que la de los empalmes biselados pero su consumo de madera es también menor, por el escaso espacio que ocupan: menos de unos cinco centímetros. Su eficiencia depende de lo afilado de los dientes, conviniendo disminuir a un mínimo la superficie de las juntas a tope y la pendiente de los cortes inclinados. Un inconveniente de estas juntas es la necesidad de utilizar equipo especial y ejercer una vigilancia cuidadosa durante su ejecución. Es recomendable alejar las juntas de las secciones críticas y distribuirlas de manera que no se encuentren en determinada zona.

Cuando se requiere una sección de ancho superior al de las tablas disponibles se pueden unir dos o más laminaciones lateralmente como se indica en la Fig. 11.2. Las juntas laterales no influyen en la resistencia y no es necesario encolarlas si la pieza no está sometida a torsión ni a fuerzas paralelas al lado mayor de las laminaciones. Sin embargo a veces conviene encolar las juntas laterales de las laminaciones extremas por razones de apariencia o para evitar la penetración de agua.

Se ha comentado que una de las ventajas de la madera laminada es la posibilidad de producir miembros de formas variadas. En efecto, pueden fabricarse vigas de peralte variable en la forma mostrada en la Fig. 11.3. Los miembros curvos se elaboran manteniendo las laminaciones con la configuración deseada durante el proceso de secado mediante algún dispositivo mecánico adecuado. Las laminaciones utilizadas en miembros curvos suelen ser más delgadas (generalmente 3/4 pulg) que las usuales en miembros rectos.

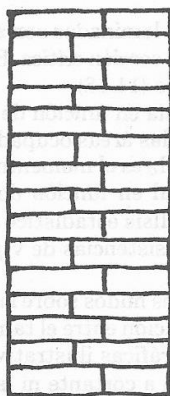


Figura 11.2 Viga laminada con juntas laterales

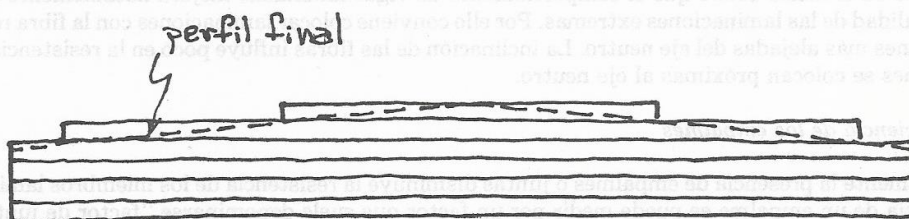


Figura 11.3 Manera de fabricar una viga laminada de perfil variable

En las referencias 11.10, 11.13 y 11.18 se dan recomendaciones detalladas para la fabricación de vigas laminadas encoladas.

11.3 FACTORES QUE INFLUYEN EN LA RESISTENCIA Y LA RIGIDEZ

Las consideraciones que siguen se refieren esencialmente al comportamiento de vigas laminadas rectas con laminaciones horizontales (Fig. 4.5).

La resistencia a flexión y la rigidez de miembros de madera laminada dependen esencialmente de las características mecánicas de la especie y de la posición de las laminaciones; la distribución, tamaño y número de los nudos; la inclinación de las fibras; y la eficiencia de los empalmes o juntas. Influyen también el peralte o tamaño y la humedad, de manera semejante a lo que sucede en miembros de madera maciza. En miembros curvos la resistencia es afectada por la curvatura: a mayor curvatura, menor resistencia.

11.3.1 *Propiedades mecánicas y posición de las laminaciones*

En vigas de madera laminada es posible combinar laminaciones de distintas propiedades mecánicas y calidades, optimizando tanto la resistencia como la economía. Para ello las laminaciones de mejores características se colocan en las posiciones extremas de la sección donde sus propiedades mecánicas se aprovechan al máximo. Para las laminaciones interiores pueden emplearse laminaciones de calidades inferiores sin que esto afecte la resistencia importantemente. Sin embargo, debe cuidarse que las características de las distintas laminaciones sean semejantes en lo que se refiere a cambios volumétricos para evitar la creación de esfuerzos internos.

11.3.2 *Nudos*

La resistencia a flexión y la rigidez de vigas laminadas son afectadas por el número, tamaño y posición respecto al eje neutro de los nudos próximos a la sección crítica. Esto puede apreciarse en las curvas de la Fig. 11.4, basadas en los estudios de Freas y Selbo (11.18).

La curva A muestra cómo varía la resistencia en función de la relación I_K/I_G donde I_K es la suma de los momentos de inercia respecto al eje neutro de las áreas ocupadas por todos los nudos que se encuentran a seis pulgadas a cada lado de la sección crítica e I_G es el momento de inercia de la sección total. En la curva B se ilustra cómo varía el módulo de elasticidad en función de la misma relación I_K/I_G . En la referencia 11.18 se propone un método, basado en el análisis estadístico de las distribuciones de nudos en gran número de vigas laminadas, para predecir las resistencias de vigas con combinaciones de laminaciones de maderas de diversas especies y calidades.

Según los autores citados la influencia de los nudos sobre las resistencias a compresión y tensión paralelas a las fibras depende únicamente de la relación entre el tamaño máximo de nudo y el ancho de la laminación. En la referencia 11.18 se presentan gráficas ilustrativas.

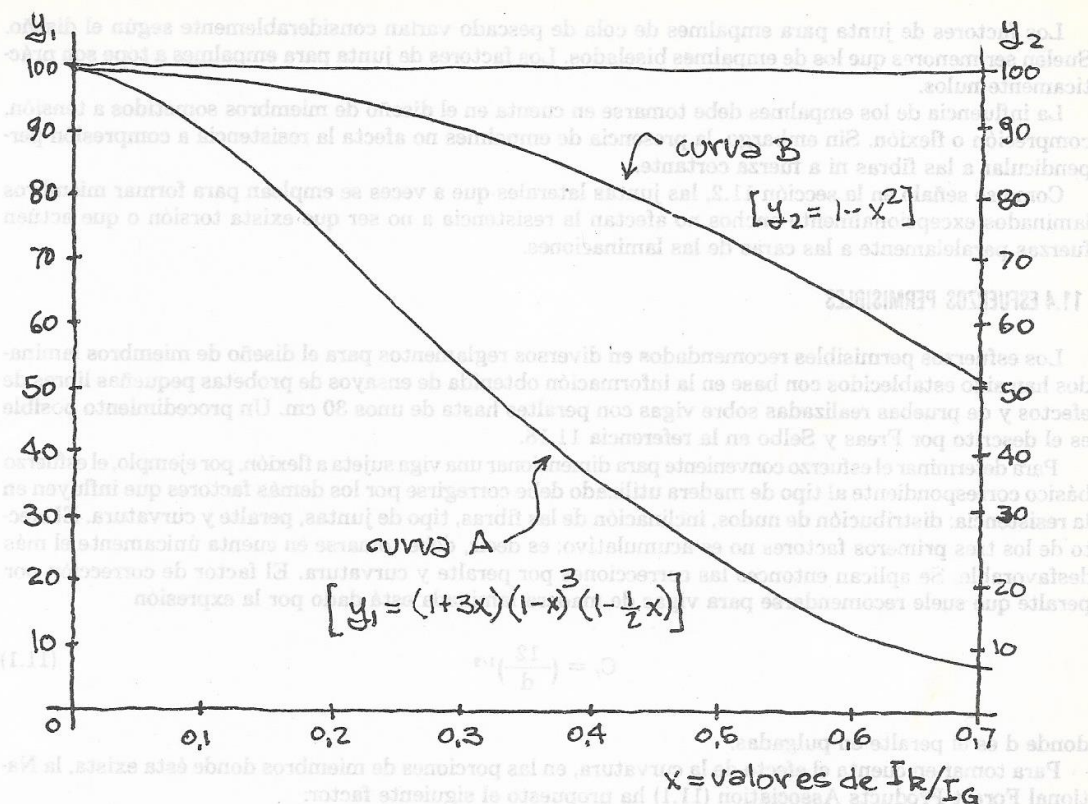
Los nudos no parecen reducir la resistencia a cortante ni la resistencia a compresión perpendicular a las fibras de las vigas laminadas.

11.3.3 *Inclinación de las fibras*

Se indicó en el inciso 11.3.1 que el comportamiento de vigas laminadas mejora notablemente cuanto mejor la calidad de las laminaciones extremas. Por ello conviene colocar laminaciones con la fibra recta en las posiciones más alejadas del eje neutro. La inclinación de las fibras influye poco en la resistencia si las laminaciones se colocan próximas al eje neutro.

11.3.4 *Eficiencia de los empalmes*

Generalmente la presencia de empalmes o juntas disminuye la resistencia de los miembros laminados. La eficiencia de un empalme se puede medir por un factor que suele denominarse "factor de junta". El factor de junta se define como la relación, expresada como porcentaje, entre la resistencia de una laminación de material libre de defectos y fibra recta, y su resistencia cuando existe un empalme. En las refe-



y_1 = % de la resistencia en flexión para madera libre de defectos

y_2 = % del módulo de elasticidad para madera libre de defectos

I_k = suma respecto al eje neutro de las áreas ocupadas por todos los nudos que se encuentren a 6 pulgadas a cada lado de la sección crítica

I_g = momento de inercia de la sección total.

Figura 11.4 Efecto de los nudos en vigas laminadas

rencias 11.13 y 11.18 se dan recomendaciones para determinar la eficiencia estructural de empalmes. En la Tabla 11.1 se dan valores de los factores de junta correspondientes a empalmes biselados con diversas pendientes. (Ver Fig. 11.1-a para la definición de pendiente.)

TABLA 11.1 - Factores de junta

Pendiente	Factor de junta (%)
1/12	90
1/10	85
1/8	80
1/5	65

Los factores de junta para empalmes de cola de pescado varían considerablemente según el diseño. Suelen ser menores que los de empalmes biselados. Los factores de junta para empalmes a tope son prácticamente nulos.

La influencia de los empalmes debe tomarse en cuenta en el diseño de miembros sometidos a tensión, compresión o flexión. Sin embargo, la presencia de empalmes no afecta la resistencia a compresión perpendicular a las fibras ni a fuerza cortante.

Como se señaló en la sección 11.2, las juntas laterales que a veces se emplean para formar miembros laminados excepcionalmente anchos no afectan la resistencia a no ser que exista torsión o que actúen fuerzas paralelamente a las caras de las laminaciones.

11.4 ESFUERZOS PERMISIBLES

Los esfuerzos permisibles recomendados en diversos reglamentos para el diseño de miembros laminados han sido establecidos con base en la información obtenida de ensayos de probetas pequeñas libres de efectos y de pruebas realizadas sobre vigas con peraltes hasta de unos 30 cm. Un procedimiento posible es el descrito por Freas y Selbo en la referencia 11.18.

Para determinar el esfuerzo conveniente para dimensionar una viga sujeta a flexión, por ejemplo, el esfuerzo básico correspondiente al tipo de madera utilizado debe corregirse por los demás factores que influyen en la resistencia: distribución de nudos, inclinación de las fibras, tipo de juntas, peralte y curvatura. El efecto de los tres primeros factores no es acumulativo; es decir, debe tomarse en cuenta únicamente el más desfavorable. Se aplican entonces las correcciones por peralte y curvatura. El factor de corrección por peralte que suele recomendarse para vigas de madera laminada está dado por la expresión

$$C_f = \left(\frac{12}{d} \right)^{1/9} \quad (11.1)$$

donde d es el peralte en pulgadas.

Para tomar en cuenta el efecto de la curvatura, en las porciones de miembros donde ésta exista, la National Forest Products Association (11.1) ha propuesto el siguiente factor:

$$C_c = 1 - 2000 \left(\frac{t}{R} \right)^2 \quad (11.2)$$

donde

t = espesor de las tablas

R = radio de curvatura

R y t deben estar expresados en las mismas unidades.

Como en la madera maciza, es necesario también considerar los efectos de la humedad en condiciones de uso y de la duración de la carga.

En las publicaciones del American Institute of Timber Construction (11.7, 11.8, 11.9, 11.14), de la National Forest Products Association (11.1), así como en manuales como las referencias 11.3 y 11.15 pueden encontrarse valores de esfuerzos permisibles para miembros de madera sujetos a flexión, compresión o tensión. El American Institute of Timber Construction, por ejemplo, propone tablas de esfuerzos para miembros rectos fabricados con combinaciones de laminaciones de diversas especies y calidades. Se dan un juego de valores para uso seco y otro para uso húmedo. Los valores son aplicables directamente siempre que se cumplan ciertas restricciones en cuanto a inclinación de las fibras, distribución y cantidad de nudos, y tipo y localización de empalmes, lo que implica que no es necesario hacer correcciones por dichos factores. En el caso de vigas los valores son válidos para peraltes menores de 30 cm; en caso contrario deben corregirse con el factor dado en la expresión 11.1. Si existe curvatura deberá también aplicarse la corrección dada por la expresión 11.2. Cuando sólo se cuenta con valores para condición seca, definida como la correspondiente a un contenido de humedad promedio de 12% y máximo de 16%, la referencia 11.5 sugiere que para uso húmedo se apliquen los factores indicados en la Tabla 11.2.

TABLA 11.2. Factores de reducción para uso húmedo de madera laminada

Tipo de esfuerzo	Factor para uso húmedo
Flexión y tensión paralela a las fibras	0.80
Compresión paralela a las fibras	0.73
Compresión perpendicular a la fibra	0.67
Cortante	0.88
Módulo de elasticidad	0.83

Con excepción de las especificaciones de la Secretaría de Obras Públicas (11.19), que dan algunas breves indicaciones al respecto, las normas y reglamentos en vigor en México no contienen recomendaciones sobre esfuerzos permisibles para el dimensionamiento de miembros de madera laminada. El establecimiento de valores apropiados para las especies disponibles en el país y las condiciones particulares del medio es sin duda un requisito indispensable para el futuro desarrollo en México de esta útil modalidad de la madera.

11.5 DIMENSIONAMIENTO

El dimensionamiento de miembros de madera laminada, una vez determinados los esfuerzos permisibles apropiados de acuerdo con las indicaciones hechas en la sección anterior, es semejante al de miembros de madera maciza. Sin embargo existen algunos aspectos particulares que deben mencionarse.

11.5.1 Momento de inercia

En los cálculos de miembros de madera laminada se utiliza el correspondiente al de toda la sección si no hay empalmes o si los empalmes cumplen con determinadas condiciones como las dadas en la referencia 11.13, por ejemplo. Si los empalmes no reúnen estas condiciones como sucede con los empalmes a tope, las laminaciones que los contienen no deben tomarse en cuenta en la determinación del momento de inercia.

11.5.2 Módulo de elasticidad

Cuando se forman miembros de madera laminada combinando laminaciones de características mecánicas y calidades distintas las diferencias en los módulos de elasticidad pueden tenerse en cuenta aplicando el artificio de la sección transformada.

11.5.3 Efectos de la curvatura

Como ya se ha dicho, la fabricación de miembros de madera laminada con curvaturas es relativamente común. En miembros cuya curvatura no es muy marcada, como sucede en la mayoría de los casos, puede aplicarse la teoría normal de flexión; el efecto de la curvatura sobre los esfuerzos normales queda cubierto por el factor dado por la expresión (11.2), que debe aplicarse a los esfuerzos permisibles en flexión además de los esfuerzos normales a las secciones transversales. Si la curvatura es muy marcada los esfuerzos debidos a flexión deben calcularse por procedimientos como el propuesto por Foschi (11.20).

En miembros curvos sometidos a flexión, además de los esfuerzos normales a las secciones transversales se presentan esfuerzos paralelos al radio de curvatura. Si el momento tiende a enderezar el miembro el esfuerzo es de tensión; si tiende a aumentar la curvatura, es de compresión. En miembros de peralte constante el esfuerzo radial es máximo a la altura del eje neutro y puede estimarse de manera aproximada por medio de la expresión

$$f_r = \frac{3}{2} \frac{M}{Rbd} \quad (11.3)$$

donde M es el momento flexionante; R , el radio de curvatura; y b y d , el ancho y peralte de la sección transversal respectivamente. Este esfuerzo debe mantenerse dentro de los límites que establecen reglamentos tales como el del National Forest Products Association (11.1). Otros procedimientos más refinados han sido sugeridos por Foschi y Fox (11.21). Puede consultarse también la sección 4.3.5 de la referencia 11.5. El problema de la predicción de deflexiones de miembros curvos se trata en las referencias 11.3, 11.7, 11.15 y 11.22.

11.5.4 Miembros de peralte variable

El cálculo de esfuerzos y deformaciones de miembros de peralte variable presenta problemas especiales, tal como el de las tensiones perpendiculares a las fibras que pueden presentarse en algunos casos. El comportamiento de vigas de peralte variable ha sido estudiado exhaustivamente por Maki y Kuenzi (11.24.). Otras referencias útiles para el caso general de miembros de peralte variable son las 11.2, 11.3, 11.7, 11.15, 11.22 y 11.23.

11.6 TIPOS Y APLICACIONES

11.6.1 Vigas

La aplicación más común de la madera laminada es en la fabricación de vigas. Con relativa facilidad puede lograrse una gran variedad de formas, como se aprecia en la Fig. 11.5. Los claros usuales varían de 6 a 40 m. La relación entre peralte y ancho más económica parece ser 4. De especial interés es el desarrollo de sistemas estándar como el descrito en la Tabla 23-1 de la referencia 11.2. Una ventaja de las vigas de madera laminada es la facilidad con que se les puede dar contraflecha durante su fabricación. Una práctica común consiste en dar una contraflecha igual a 1.5 veces la deflexión debida a carga muerta.

11.6.2 Columnas

La madera laminada se presta fácilmente a la fabricación de columnas para edificios industriales cuyos requisitos funcionales hacen conveniente una variación de sección para recibir una viga para grúa o para

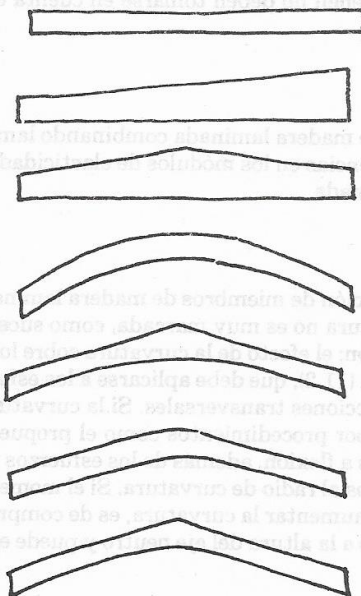


Figura 11.5 Formas típicas de vigas de madera laminada

prever una variación fuerte de momento flexionante a lo largo de su altura. En la Fig. 11.6 se muestran algunas alternativas típicas. Para recomendaciones sobre el diseño de columnas de madera laminada véase el capítulo 17 de la referencia 11.3.

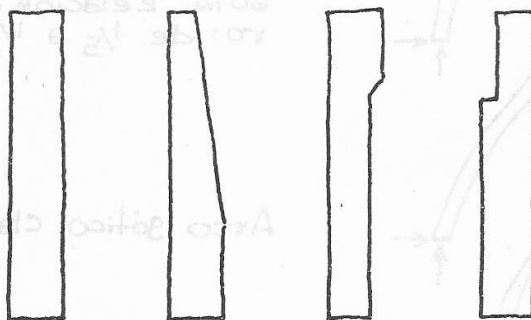


Figura 11.6 Columnas de madera laminada

11.6.3 Armaduras

La armadura en la que el empleo de madera laminada resulta más apropiado es la de cuerda superior en arco de círculo ("bowstring") como la ilustrada en la Fig. 11.7: la técnica de la madera laminada permite lograr la curvatura deseada con relativa facilidad. La ventaja esencial de este tipo de armadura es que, bajo carga uniforme, debido a la configuración en arco de la cuerda superior las fuerzas en ésta varían poco a lo largo de su longitud. Por otra parte, las fuerzas en los miembros del alma, que generalmente se fabrican de madera maciza ordinaria, son pequeñas. Los claros en que suelen emplearse estas armaduras varían de 15 a 60 m y las relaciones peralte/claro de $1/6$ a $1/8$.



Figura 11.7 Armadura con cuerda superior en arco de círculo ("Bowstring")

Aunque menos comúnmente, la madera laminada también se utiliza para fabricar armaduras de dos aguas y armaduras de cuerdas paralelas. Los claros usuales para las primeras varían de 15 m a 25 m y para las segundas, de 15 m a 45 m. La relación peralte/claro para armaduras de dos aguas es de por lo menos $1/6$, mientras que la de armaduras de cuerdas paralelas varía de $1/8$ a $1/10$.

Las referencias 11.1, 11.17 y 11.27 proporcionan recomendaciones detalladas para el diseño de armaduras de madera laminada.

11.6.4 Arcos y marcos

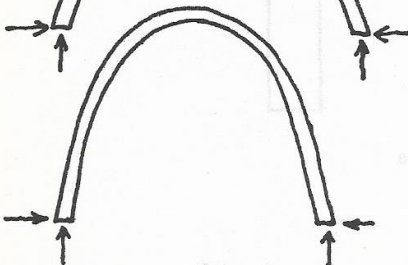
En la Fig. 11.8 puede apreciarse la gran variedad de formas con que pueden fabricarse los arcos y marcos de madera laminada. Los arcos circulares y parabólicos pueden diseñarse como miembros de dos o tres articulaciones mientras que los arcos tudor siempre se diseñan como miembros de tres articulaciones. Una precaución importante que a veces se descuida, es la de someter a un tratamiento preservativo las partes de arcos, que, debido a requisitos arquitectónicos, quedan expuestas a la intemperie. El diseño de arcos de madera laminada ha sido tratado por Wilson en la referencia 11.25. En las referencias 11.7 y 11.27 se proporcionan recomendaciones de diseño.



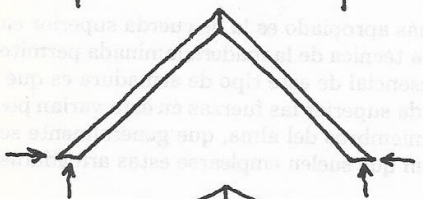
Arco circular. Claros de 20 m a 60 m. Relación de peralte a claro: de $\frac{1}{5}$ a $\frac{1}{2}$



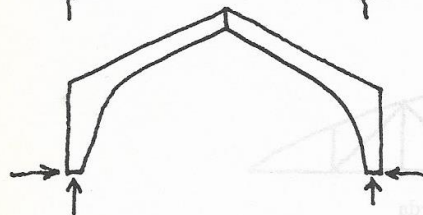
Arco gótico. claros de 10 m a 30 m.



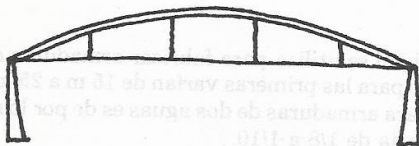
Arco parabólico. Claros de 15 m a 30 m. Altura igual o mayor que el claro.



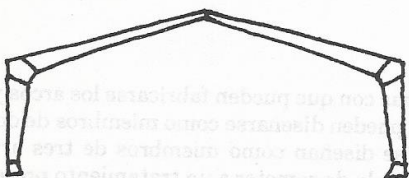
Marco en A. Claros de 7 m a 40 m.



Arco tudor. Claros de 10 m a 25 m.



Arco circular atirantado. Claros de 15 m a 35 m. Radio igual al claro. Tirante de acero o de madera laminada, suspendido del arco.



Marco con juntas rígidas a base de empalmes de "cola de pescado"

Figura 11.8 Arcos y marcos

11.6.5 Domos

Existen diversas maneras de construir un domo con elementos de madera laminada. En general se diseñan formando una superficie de revolución en torno de un eje vertical. En algunos casos esta superficie se crea con arcos de dos o de tres articulaciones que se intersectan en la parte superior; en otros se recurre a emparrillados o retículas trianguladas. Para recomendaciones de diseño véanse las referencias 11.7 y 11.27. El análisis de domos a base de sistemas reticulados ha sido tratado por Wright (11.26).

REFERENCIAS

- 11.1 "National Design Specification for Wood Construction", *National Forest Products Association*, Washington, 1977.
- 11.2 G. Gurfinkel, "Wood Engineering", *Southern Forest Products Association*, New Orleans, 1973.
- 11.3 F.C. Ozeltun y J.A. Barrd, "Timber Designers Manual", *Crosby Lockwood Staples*, Londres, 1976.
- 11.4 "Wood Handbook", *Forest Service Agricultural Handbook No. 72, U.S. Department of Agriculture, Forest Products Laboratory*, Madison, Wis., 1974.
- 11.5 "Wood Structures: A Design Guide and Commentary", *American Society of Civil Engineers*, Nueva York, 1975.
- 11.6 H.J. Hansen, "Diseño moderno de estructuras de madera", *CECSA*, México, 1961.
- 11.7 American Institute of Timber Construction, "Timber Construction Manual", *Wiley*, Nueva York, 1974.
- 11.8 AITC 119-71, "Standard Specifications for Hardwood Glued-Laminated Timber", *American Institute of Timber Construction*, Englewood, Colorado, 1974.
- 11.9 AITC 117-71, "Standard Specifications for Structural Glued-Laminated Timber of Douglas Fir, Southern Pine and California Redwood", *American Institute of Timber Construction*, Englewood, Colorado, 1971.
- 11.10 Commercial Standard CS253, "Structural Glued-Laminated Timber", *U.S. Department of Commerce*, Washington, 1963.
- 11.11 "AITC 113-71, Standard for Dimensions of Glued-Laminated Structural Members" *American Institute of Timber Construction*, Englewood, Colorado, 1971.
- 11.12 "AITC 103-72, Standard for Structural Glued-Laminated Timber", *American Institute of Timber Construction*, Englewood, Colorado, 1972.
- 11.13 "Voluntary Product Standard P6 56, Structural Glued-Laminated timber", *National Bureau of Standards U.S. Department of Commerce*, Washington, (Ver última versión.)
- 11.14 "AITC 120-71, Standard Specifications for Structural Glued-Laminated Timber Using E-rated and Visually Graded Lumber of Douglas Fir, Southern Pine, Hem-Fir, and Lodgepole Pine", *American Institute of Timber Construction*, Englewood, Colorado, 1971.
- 11.15 "Timber Design Manual", *Laminated Timber Institute of Canada*, Don Mills, Ontario, 1980.
- 11.16 "Structural Glued Laminated Timber, 0122, 1969", *Canadian Standards Association*, Ottawa, 1969.
- 11.17 R.C. Moody y S.P. Fox, "Glued-laminated timber construction", en "Wood Structures: A Design Guide and Commentary", *American Society of Civil Engineers*, Nueva York, 1975.
- 11.18 A.D. Freas y M.L. Selbo, "Fabrication and Design of Glued-Laminated Wood Structural Members", *U.S. Forest Products Laboratory Technical Bulletin No. 1069, U.S. Department of Agriculture*, Washington, 1954. (Puede conseguirse del American Institute of Timber Construction, Englewood, Colorado.)
- 11.19 Dirección General de Proyectos de Vías Terrestres, "Especificaciones para estructuras de madera", *Secretaría de Obras Públicas*, México, D.F., 1968.
- 11.20 R.D. Foschi, "Plane-Stress Problem in a Body with Cylindrical Anisotropy, with Special Reference to Curved Douglas-Fir Beam", *Dept. Publ. No. 1244, Dep. Forest. Rural Dev., Forest Br., Ottawa*, 1968.
- 11.21 R.D. Foschi y S.P. Fox, "Radial Stresses in Curved Timber Beams", *Journal Structural Division, ASCE*, Oct. 1970.
- 11.22 F.B. Seely y J.O. Smith, "Advanced Mechanics of Materials", 2ª edición, *Wiley*, Nueva York, 1965.
- 11.23 C.B. Norris, "Strength of Orthotropic Materials Subjected to Combined Stresses", *Report No. 1816, U.S. Department of Agriculture, Forest Products Laboratory*, Madison, Wisconsin, 1962.
- 11.24 A.C. Maki y E.W. Kuenzi, "Deflection and Stresses of Tapered Wood Beams, U.S. Forest Service Paper FPL34, U.S. Department of Agriculture, Forest Products Laboratory, Madison, Wisconsin, sep. 1965.
- 11.25 T.R.C. Wilson, "The Glued-Laminated Wooden Arch", *Technical Bulletin No. 691, U.S. Department of Agriculture*, Washington, D.C., oct. 1939.
- 11.26 D.T. Wright, "Membrane Forces and Buckling in Reticulated Shells", *J. Structural Div. ASCE*, Vol. 91 No. ST1, Proc. Paper, 4227, feb. 1965.
- 11.27 Timber Engineering Company, "Timber Design and Construction Handbook", *McGraw Hill*, Nueva York, 1956.

Existen diversas maneras de construir un dómo con elementos de madera laminada. En general se diseñan formando una superficie de revolución en torno de un eje vertical. En algunos casos esta superficie se crea con arcos de dos o de tres articulaciones que se intersectan en la parte superior en otros se resaca a empalmados o retículas triangulares. Para recomendaciones de diseño véase las referencias 11.7 y 11.27. El análisis de dómos a base de sistemas reticulados ha sido tratado por Wright (11.26).

REFERENCIAS

- 11.1 "National Design Specification for Wood Construction," National Forest Products Association, Washington, 1977.
- 11.2 G. Gumbel, "Wood Engineering," Southern Forest Products Association, New Orleans, 1973.
- 11.3 E.C. Gassner y J.A. Baird, "Timber Design Manual," Crosby Lockwood Staples, London, 1976.
- 11.4 "Wood Handbook," Forest Service Agricultural Handbook No. 17, U.S. Department of Agriculture, Forest Products Laboratory, Madison, Wis., 1974.
- 11.5 "Wood Structures: A Design Guide and Commentary," American Society of Civil Engineers, Nueva York, 1978.
- 11.6 H.J. Hansen, "Diseño moderno de estructuras de madera," CECOA, México, 1961.
- 11.7 American Institute of Timber Construction, "Timber Construction Manual," Wiley, Nueva York, 1974.
- 11.8 ATTC 119-71, "Standard Specifications for Hardwood Glued-Laminated Timber," American Institute of Timber Construction, Englewood, Colorado, 1974.
- 11.9 ATTC 117-71, "Standard Specifications for Structural Glued-Laminated Timber of Douglas Fir, Southern Pine and California Redwood," American Institute of Timber Construction, Englewood, Colorado, 1971.
- 11.10 Commercial Standard C2363, "Structural Glued-Laminated Timber," U.S. Department of Commerce, Washington, 1963.
- 11.11 ATTC 118-71, Standard for Dimensions of Glued-Laminated Structural Members," American Institute of Timber Construction, Englewood, Colorado, 1971.
- 11.12 ATTC 108-72, Standard for Structural Glued Laminated Timber," American Institute of Timber Construction, Englewood, Colorado, 1972.
- 11.13 "Voluntary Product Standard PS 68, Structural Glued Laminated Timber," National Bureau of Standards, U.S. Department of Commerce, Washington, (Ver última versión).
- 11.14 ATTC 120-71, Standard Specifications for Structural Glued-Laminated Timber Using E-Rated and Visually Graded Lumber of Douglas Fir, Southern Pine, Hem-Fir, and Lodgepole Pine," American Institute of Timber Construction, Englewood, Colorado, 1971.
- 11.15 "Timber Design Manual," Laminated Timber Institute of Canada, Don Mills, Ontario, 1969.
- 11.16 "Structural Glued Laminated Timber," 0122, 1969, "Canadian Standards Association, Ottawa, 1969.
- 11.17 R.C. Moody y S.P. Fox, "Glued laminated timber construction," en "Wood Structures: A Design Guide and Commentary," American Society of Civil Engineers, Nueva York, 1975.
- 11.18 A.D. Fries y M.L. Selbo, "Fabrication and Design of Glued-Laminated Wood Structural Members," U.S. Forest Products Laboratory Technical Bulletin No. 1969, U.S. Department of Agriculture, Washington, 1964.
- 11.19 Hacia el mejoramiento del American Institute of Timber Construction, "Especificaciones para estructuras de madera," Secretaría de Obras Públicas, México, D.F., 1968.
- 11.20 R.D. Foschi, "Plane Stress Problem in a Body with Cylindrical Anisotropy, with Special Reference to Curved Douglas-Fir Beams," Dept. Publ. No. 1244, Dept. Forest Rural Land, Forest Res. Ontario, 1967.
- 11.21 R.D. Foschi y S.P. Fox, "Radial Stresses in Curved Timber Beams," Journal Structural Division, ASCE, Oct. 1970.
- 11.22 F.B. Seely y J.O. Smith, "Advanced Mechanics of Materials," 3.ª edición, Wiley, Nueva York, 1965.
- 11.23 C.B. Norris, "Strength of Orthotropic Materials Subjected to Combined Stresses," Report No. 1818, U.S. Department of Agriculture, Forest Products Laboratory, Madison, Wisconsin, 1952.
- 11.24 A.C. Madsen y E.W. Knauss, "Deflection and Stresses of Tapered Wood Beams," U.S. Forest Service Paper FPL-34, U.S. Department of Agriculture, Forest Products Laboratory, Madison, Wisconsin, sep. 1967.
- 11.25 T.H. Walters, "The Glued-Laminated Wooden Arch," Technical Bulletin No. 691, U.S. Department of Agriculture, Washington, D.C., oct. 1959.
- 11.26 D.L. Wright, "Membrane Forces and Buckling in Reticulated Shells," J. Structural Div. ASCE, Vol. 91 No. ST1, Proc. Paper, 4327, feb. 1965.
- 11.27 Timber Engineering Company, "Timber Design and Construction Handbook," McGraw Hill, Nueva York, 1958.

12. UNIONES

12.1 INTRODUCCION

En el capítulo 7 se describieron las características de los elementos de unión más importantes y se reseñaron las recomendaciones de las NTC sobre la capacidad para transmitir fuerzas de algunos de ellos. En el presente capítulo se sugieren reglas de dimensionamiento para los casos más comunes y se proporcionan ejemplos ilustrativos. Para mayor claridad los ejemplos se han desarrollado con mayor detalle del que es usual en la práctica. Los cálculos pueden simplificarse notablemente si se elaboran tablas, gráficas u otras ayudas de diseño apropiadas. Además de los ejemplos numéricos se han incluido descripciones cualitativas de algunas conexiones típicas.

Salvo cuando se indica lo contrario se han seguido las recomendaciones citadas. Otras normas permiten determinar capacidades de los distintos elementos de acuerdo con la especie y difieren en cuanto a los ajustes que deben hacerse según las condiciones de uso (duración de carga y contenido de humedad). Sin embargo en términos generales el proceso a seguir al diseñar las juntas o uniones de estructuras de madera es similar.

Se consideran únicamente uniones realizadas con clavos o pernos, que son los elementos más comúnmente utilizados. Pueden encontrarse abundantes ejemplos complementarios de juntas con éstos y otros elementos de unión en el capítulo 6 de la referencia 12.1, el capítulo 5 de la referencia 12.2, los capítulos 15 y 16 de la referencia 12.3, los capítulos 11 a 14 de la referencia 12.4 y los capítulos 11 a 13 de la referencia 12.5. Los manuales de las referencias 12.6 a 12.10 contienen amplia información sobre capacidades de distintos tipos de elementos de unión así como ayudas de diseño que facilitan el diseño de juntas.

La importancia del diseño de las uniones de los miembros de estructuras de madera ya se hizo resaltar en el capítulo 7. En efecto, no es raro que las dimensiones de los miembros queden definidas, no por las fuerzas que actúan sobre ellos, sino por el espacio requerido para alojar los elementos de unión.

12.2 UNIONES CON CLAVOS

Las uniones con clavos son sencillas y económicas. Se usan con preferencia en estructuras ligeras en las que el grosor de las piezas por unir es inferior a unos cinco centímetros. Sin embargo, es posible salvar claros de considerable importancia integrando elementos estructurales de grandes proporciones a base de piezas de madera delgadas unidas con clavos. Los clavos también se utilizan en las placas de unión de triplay y de armaduras (figura 12.1-a) y en las cartelas de triplay de las uniones de marcos rígidos (figura 12.1-b).

Las recomendaciones de la NTC sobre uniones clavadas, que se refieren esencialmente a clavos lisos "estándar" con cabeza, con piezas de madera ordinaria maciza se resumieron en la sección 7.3. Para informa-

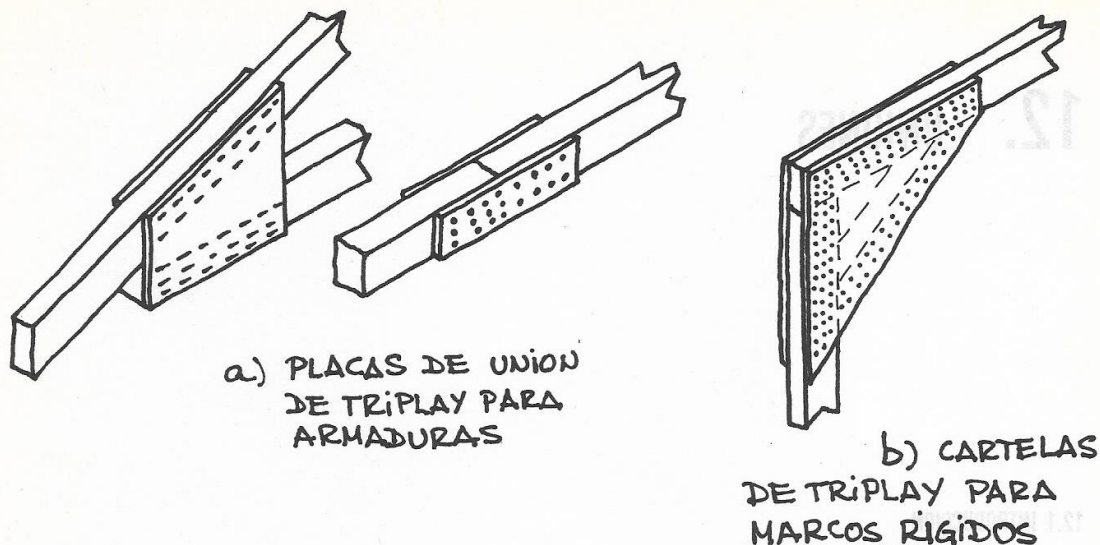


FIGURA 12.1 Uniones con placas de triplay clavadas

ción sobre otros tipos de clavos consúltense las referencias al final del capítulo. De especial interés es el uso de clavos en uniones formadas con placas de triplay, tema no cubierto en las NTC. En las referencias 12.11 y 12.12 y en el inciso 11.13 de la referencia 12.5 se presentan algunas recomendaciones al respecto.

El dimensionamiento de uniones clavadas comprende la elección del tipo y tamaño del clavo apropiado y las determinaciones del número de clavos requerido y su distribución. Al detallar la junta debe tenerse en cuenta que el agrietamiento por clavado puede restringirse despuntando los clavos, colocándolos en agujeros taladrados previamente con diámetro igual a 0.8 veces el diámetro del clavo, disponiéndolos en tresbolillo, o recurriendo a clavos de diámetro pequeño. Al distribuir los clavos se debe procurar evitar excentricidades. Cuando una junta clavada, por alguna razón queda sujeta un momento, la influencia de éste debe tenerse en cuenta.

Al revisar la capacidad de miembros unidos con clavos no es necesario considerar los agujeros producidos por éstos salvo cuando los agujeros han sido taladrados previamente. En tal caso la capacidad de los miembros debe calcularse con la sección neta que resulte de restar del área total el área correspondiente a los taladros.

12.2.1 Uniones con clavos sujetos a fuerzas laterales

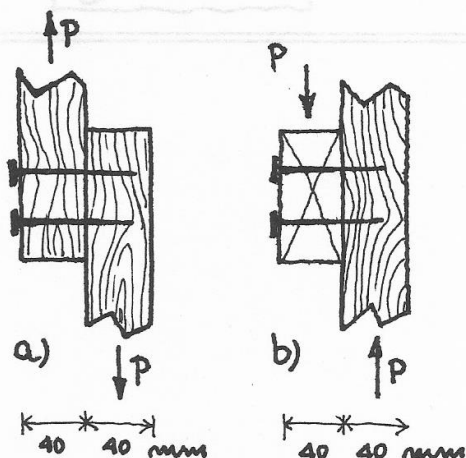
Las juntas de clavos más eficaces son las que aprovechan la capacidad para transmitir fuerza lateral. La longitud de los clavos escogidos debe ser tal que la penetración en la pieza que recibe la punta sea por lo menos igual a la tercera parte de los 14 diámetros requeridos para que sea aplicable la ecuación (7.1); es decir, la penetración mínima aceptable deberá ser de unos cinco diámetros aproximadamente. Como se indicó en la sección 7.3, existen dos casos. En el primero, que es el más común, los clavos se introducen perpendicularmente a las fibras; su capacidad está dada por la ecuación (7.1) citada. En el segundo, los clavos se introducen paralelamente a las fibras en la pieza que recibe la punta; en la pieza contigua a la cabeza los clavos deben quedar perpendiculares a las fibras. La capacidad en este caso debe tomarse igual al 60 por ciento de la dada por la ecuación (7.1).

Cuando se utilizan placas metálicas, como en la figura. 12.2-b, la capacidad puede aumentarse en un 25 por ciento porque las placas restringen la deformación.

En los ejemplos 12.1 a 12.5 se ilustran los principales aspectos del dimensionamiento de uniones en que se aprovecha la capacidad para transmitir fuerzas laterales de los clavos.

EJEMPLO (12.1)

CAPACIDAD DE UNA UNIÓN DE DOS PIEZAS POR MEDIO DE DOS CLAVOS QUE TRANSMITEN FUERZAS LATERALES.

DATOS

2 CLAVOS DE 3.4 mm DE DIAMETRO Y 76.2 mm (3 pulg) DE LONGITUD

COMBINACION DE CARGA: MUERTA MAS VIVA

CONDICION SECA

SE PIDE: ENCONTRAR LA FUERZA P QUE SE PUEDE TRANSMITIR A TRAVES DE LAS UNIONES MOSTRADAS.

CAPACIDAD PARA TRANSMITIR CARGA LATERAL DE UN CLAVO

Capacidad de un clavo en una unión de dos miembros de madera verde

$$P_1 = 10 \gamma D^{1.5} \quad \dots (7.1)$$

Tomar $\gamma = 0.40$

$$P_1 = 10 \times 0.40 \times 3.4^{1.5} = \underline{25 \text{ kg}}$$

Incrementos

a) Por condición seca: 40 % ... (Sección 7.2)

b) Por duración de carga: 8 % ... (Tabla 7.1)

Factor de corrección por insuficiente penetración de la punta ... (Sección 7.3.2)

$$\text{Penetración} = 76.2 - 40 = 36.2 \text{ mm} > \frac{14D}{3}$$

$$\text{Factor: } \frac{\text{Penetración}}{14D} = \frac{36.2}{14 \times 3.4} = 0.76$$

Capacidad de un clavo en el caso del ejemplo

$$P_1^1 = (1 + 0.40 + 0.08) \times 0.76 \times 25 = \underline{28 \text{ kg}}$$

EJEMPLO

(12.1)

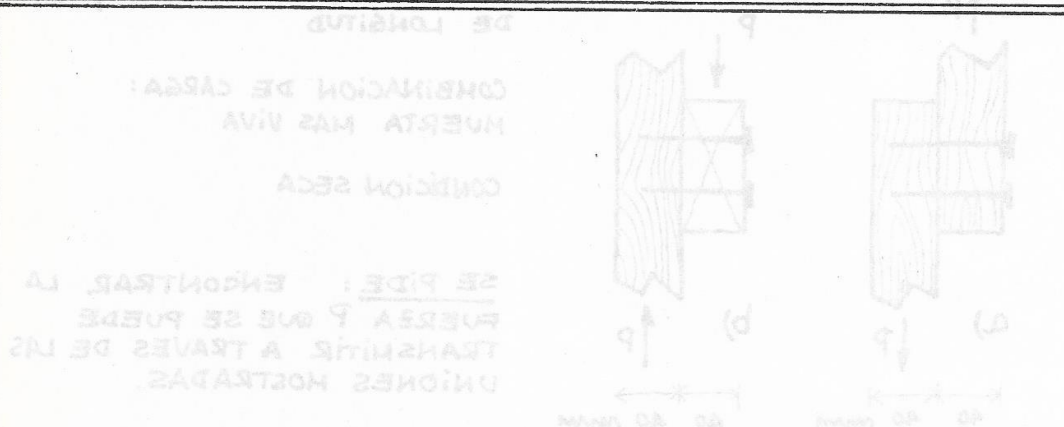
(Continuación)

2

CAPACIDAD DE LA JUNTA

$$P = 2P' = 2 \times 28$$

$$P = 56 \text{ kg}$$



Capacidad de un clavo en una unión de dos miembros de madera verde

$P = 10 \times D^2$ (7.1)

$P = 10 \times 0.40 \times 34 = 56 \text{ kg}$

Factores de corrección por insuficiente penetración de la punta (sección 7.3.5)

Penetración = $20.2 - 40 = 30.2 \text{ mm} > \frac{H.D}{2}$

Factor: $\frac{\text{Penetración}}{H.D} = \frac{30.2}{14 \times 34} = 0.76$

Capacidad de un clavo en el caso del ejemplo

$P' = (1 + 0.40 + 0.08) \times 0.76 \times 28 = 28 \text{ kg}$

Factores de corrección de carga: 0.40 (sección 7.3.5)

Factores de corrección de carga: 0.08 (Tabla 7.1)

Factores de corrección de carga: 0.40 (sección 7.3.5)

Factores de corrección de carga: 0.08 (Tabla 7.1)

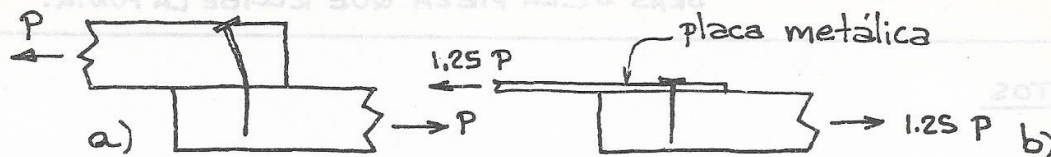


FIGURA 12.2 Influencia del uso de placas metálicas en uniones clavadas

Ejemplo 12.1. Capacidad de una unión de dos piezas por medio de dos clavos que transmiten fuerzas laterales. Se supuso que las dimensiones de las piezas así como la colocación de los clavos son tales que se cumplen las recomendaciones sobre separaciones de la figura 7.7. Las dos condiciones de carga mostradas en los detalles (a) y (b) conducen a la misma capacidad. Recuerdese que en uniones clavadas la capacidad es independiente de la dirección de la carga. Al aplicar la ecuación (7.1) se tomó $\gamma = 0.40$, el valor recomendado cuando se carece de información sobre peso específico. Se comprobó que la penetración del clavo en la pieza que recibe la punta es mayor que el mínimo de $14 D/3$. Sin embargo, puesto que la penetración es menor que $14 D$ fue necesario introducir un factor de corrección de 0.76. El grosor de la pieza contigua es superior a los 10 D especificados por lo que no fue necesario hacer reducción por este concepto. (Cuando ninguna de las piezas tiene el grosor especificado, regirá la corrección que implique la mayor reducción).

Ejemplo 12.2. Capacidad de una unión con clavos hincados paralelamente a las fibras de la pieza que recibe la punta. En este ejemplo el valor de γ fue dato. La corrección por insuficiente penetración se hizo como en el Ejemplo 12.1. La corrección de 0.60 que debe aplicarse por quedar los clavos paralelos a la fibra en la pieza que recibe la punta indica lo poco conveniente de este tipo de junta. Los espaciamientos cumplen con los mínimos recomendados en la sección 7.3.2. La distancia a los extremos no es crítica en este ejemplo por tratarse de una pieza que es continua a través de la unión de manera que los extremos quedan lejos.

Ejemplo 12.3. Empalme clavado de piezas en tensión. Al determinar la capacidad para transmitir carga lateral de un clavo se incrementó la capacidad correspondiente a la condición verde dada por la expresión (7.1) de acuerdo con las indicaciones de la sección 7.2. Este valor se afectó de dos factores: uno para tener en cuenta que los clavos atravesarán dos planos de cortante y tendrán la punta sobresaliente doblada y otro para compensar el insuficiente espesor de las piezas utilizadas para empalmar. El segundo factor implica una reducción, importante, lo que significa que el tamaño de clavo seleccionado no se está aprovechando eficientemente. Puede obtenerse un mejor diseño aumentando el espesor de las piezas laterales o reduciendo la longitud de los clavos.

La colocación de los clavos cumple con las recomendaciones dadas en la sección 7.2. Se recurrió a una disposición en tresbolillo para poder usar una separación entre hileras igual a 40 mm, menor que los 10 diámetros requeridos en caso contrario, pero superior al mínimo de 8 diámetros permitidos para el arreglo propuesto.

Ejemplo 12.4. Unión clavada con placas metálicas. Las placas metálicas usadas en uniones clavadas como las del ejemplo suelen ser placas delgadas de acero o láminas. Algunos fabricantes producen placas pretaladradas estándar. Para que pueda aplicarse el factor de 1.25 permitido por las NTC los agujeros deben ser prácticamente del mismo diámetro que los clavos para que la restricción de la deformación sea adecuada. Las placas o láminas deben tener las dimensiones requeridas para poder transmitir las fuerzas a que están sometidas.

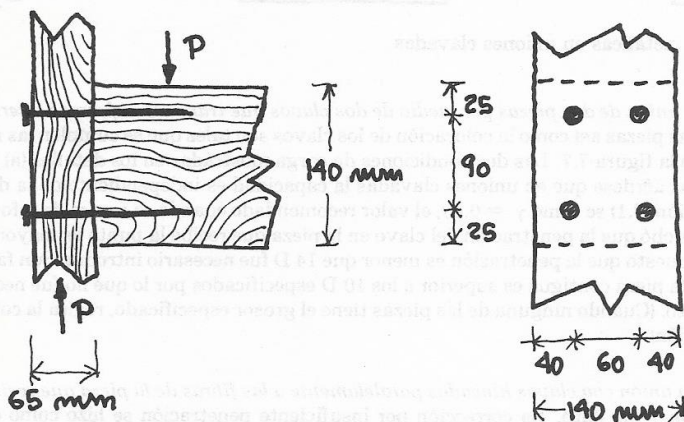
No fue necesario hacer reducción por insuficiente penetración de la punta. Las especificaciones de espaciamientos se cumplen ampliamente. La limitación de distancia a los extremos rige únicamente en el miembro vertical ya que la pieza horizontal es continua a través de la junta; los 50 mm previstos satisfacen esta limitación.

Ejemplo 12.5. Detalle de los apoyos de los largueros de un sistema de piso. El detalle mostrado corresponde a un sistema de piso. Se trata de unir la pieza B, que recibe las reacciones de los largueros del sistema de piso, a la pieza A.

No fue necesario hacer corrección por insuficiente grosor de la pieza en contacto con la cabeza; sin embargo la penetración de la punta fue inferior a los $14 D$ requeridos, lo que condujo a un factor de reducción de 0.75. Si el número de clavos calculado se coloca en una sola hilera la separación correspondiente resulta ser 61 mm que es inferior a la separación mínima admisible de $20 D$ según la sección 7.3.2. Por ello se optó por disponer los clavos en tresbolillo en dos hileras como se indica en el croquis. Con esta distribución se cumple con las limitaciones de espaciamientos ampliamente. La separación calculada de 61 mm se redondeó a 60 mm.

EJEMPLO (12.2)

CAPACIDAD DE UNA UNIÓN CON CLAVOS
HINCADOS PARALELAMENTE A LAS FI-
BRAS DE LA PIEZA QUE RECIBE LA PUNTA.

DATOS

4 CLAVOS DE
4.49 mm DE DIÁ-
METRO Y 114 mm
(4½ pulg) DE LON-
GITUD

$$\gamma = 0.46$$

COMBINACIÓN DE CARGA: MUERTA MÁS VIVA
CONDICIÓN SECA.

SE PIDE: ENCONTRAR LA FUERZA P QUE SE PUEDE TRANS-
MITIR A TRAVÉS DE LA JUNTA MOSTRADA. REVISAR LOS ESPA-
CIAMIENTOS DE LOS CLAVOS.

CAPACIDAD PARA TRANSMITIR CARGA LATERAL DE UN CLAVO

Capacidad de un clavo en una unión de dos miembros de
madera verde

$$P_i = 10 \gamma D^{1.5} \dots (7.1)$$

$$P_i = 10 \times 0.46 \times 4.49^{1.5} = \underline{44 \text{ kg}}$$

Incrementos

- a) Por condición seca: 40 % ... (sección 7.2)
b) Por duración de carga: 8 % ... (Tabla 7.1)

Factor de corrección por insuficiente penetración de
la punta (sección 7.3.2)

$$\text{Penetración} = 114 - 65 = 49 \text{ mm} > \frac{14D}{3}$$

EJEMPLO (12.2) (Continuación)

2

$$\text{Factor} = \frac{\text{Penetración}}{14D} = \frac{49}{14 \times 4.49} = 0.78$$

Factor de corrección por tratarse de una junta en la que la punta de los clavos está hincada en el extremo de una pieza paralelamente a las fibras. (secc. 7.3.2)

$$\text{Factor} = 0.60$$

Capacidad de un clavo en el caso del ejemplo

$$P_i = (1 + 0.40 + 0.08) \times 0.78 \times 0.60 \times 44 = \underline{30 \text{ kg}}$$

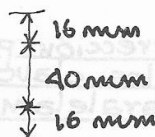
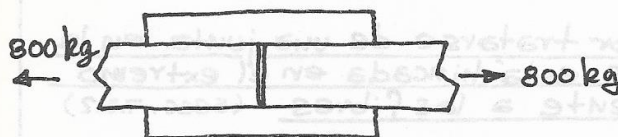
CAPACIDAD DE LA UNION

$$P = 4 P_i = 4 \times 30$$

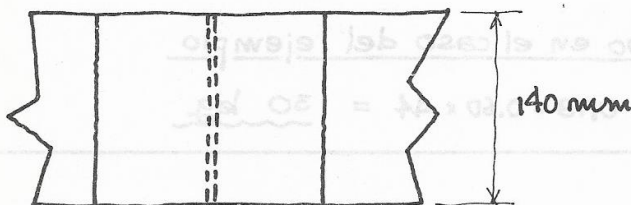
$$P = 120 \text{ kg}$$

REVISIÓN DE ESPACIAMIENTOS ... (sección 7.3.2)

Distancia entre clavos a lo largo de las fibras = 90 mm > 20D
 Distancia entre hileras = 60 mm > 10D
 Distancia de los bordes = 40 mm > 5D

EJEMPLO (123)**EMPALME CLAVADO DE PIEZAS EN TENSION****DATOS**

$$\gamma = 0,48$$



CLAVOS DE 449 mm
DE DIAMETRO Y 102 mm
(4 pulg) DE LONGITUD.

COMBINACIÓN DE CARGAS:
MUERTA MAS VIVA.

CONDICIÓN SECA

SE PIDE: DETALLAR LOS CLAVOS NECESARIOS PARA TRANSMITIR UNA FUERZA DE TENSION DE 800 kg.

CAPACIDAD PARA TRANSMITIR CARGA LATERAL DE UN CLAVO

Capacidad de un clavo en una unión de dos miembros de madera verde

$$P_1 = 10 \gamma D^{1.5} \dots (7.1)$$

$$P_1 = 10 \times 0,48 \times 4,49^{1.5} = \underline{46 \text{ kg}}$$

Incrementos

- a) Por condición seca : 40% ... (sección 7.2)
b) Por duración de carga : 8% ... (sección 7.1)

Factores a considerar en el empalme del ejemplo (secc. 7.3.2)

- a) Por atravesar dos planos de cortante y tener los clavos las puntas, que sobresalen más de tres diámetros, dobladas : 2.
b) Porque el espesor de los miembros es menor que las dos terceras partes del espesor mínimo que debe tener la punta en una unión con un solo plano de cortante :

EJEMPLO

(12.3)

(Continuación)

2

$$\frac{16}{2/3 \times 14 \times 4.49} = 0.38$$

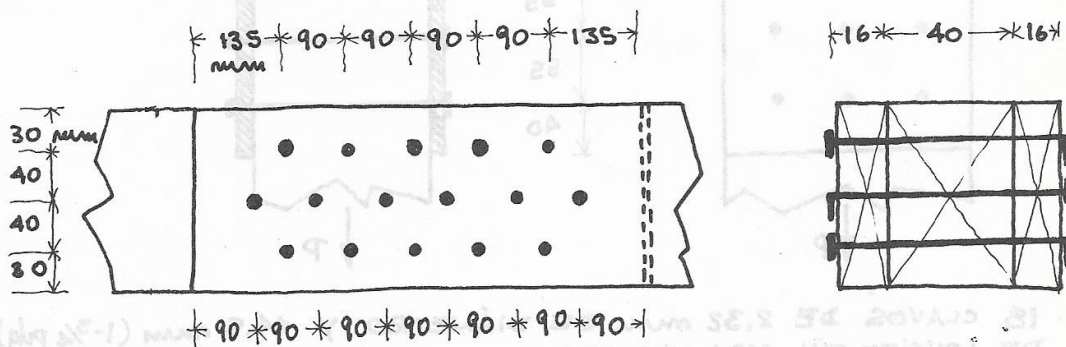
Capacidad de un clavo en el caso del ejemplo

$$P_i = (1 + 0.40 + 0.08) \times 2 \times 0.38 \times 46 = \underline{52 \text{ kg}}$$

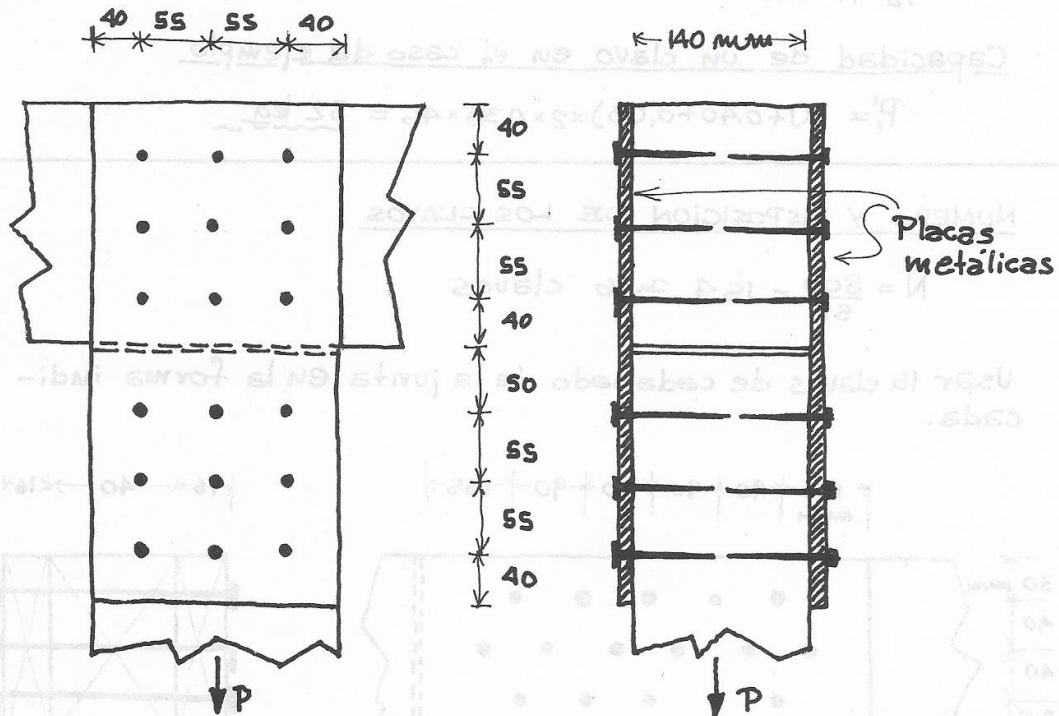
NUMERO Y DISPOSICION DE LOS CLAVOS

$$N = \frac{800}{52} = 15.4 \approx 16 \text{ clavos}$$

Usar 16 clavos de cada lado de la junta en la forma indicada.



PROPIEDAD
DEL
CONSEJO NACIONAL
DE LA MADERA EN
LA CONSTRUCCION, A.C.
MEXICO, D.F.

EJEMPLO**124****UNION CLAVADA CON PLACAS METALICAS****DATOS**

18 CLAVOS DE 2,32 mm DE DIÁMETRO Y 44.5 mm (1-3/4 pulg) DE LONGITUD EN CADA MIEMBRO.

$$\gamma = 0,47$$

COMBINACIÓN DE CARGA : MUERTA MÁS VIVA

CONDICIÓN SECA.

SE PIDE : ENCONTRAR LA FUERZA P QUE SE PUEDE TRANSMITIR A TRAVÉS DE LA JUNTA MOSTRADA. REVISAR LOS ESPACIAMIENTOS DE LOS CLAVOS.

CAPACIDAD PARA TRANSMITIR CARGA LATERAL DE UN CLAVO

Capacidad de un clavo en una unión de dos miembros de madera verde

EJEMPLO

(12.4)

(Continuación)

2

$$P_i = 10 \gamma D^{1.5} \quad \dots (7.1)$$

$$P_i = 10 \times 0.47 \times 2.32^{1.5} = \underline{17 \text{ kg}}$$

Incrementos

- a) Por condición seca : 40 % (sección 7.2)
 b) Por duración de carga: 8 % (Tabla 7.1)

Factor por placa metálica (sección 7.3.2) : 1.25

Capacidad de un clavo en el caso del ejemplo:

$$P_i' = (1 + 0.40 + 0.08) \times 1.25 \times 17 = \underline{31 \text{ kg}}$$

CAPACIDAD DE LA JUNTA

$$P = 18 P_i' = 18 \times 31$$

$$\boxed{P = 558 \text{ kg}}$$

REVISION DE ESPACIAMIENTOS (Sección 7.3.2)

Distancia entre hileras = 55 mm > 10D
 Distancia de los bordes = 40 mm > 5D
 Distancia de los extremos = 50 mm > 20D
 Distancia entre clavos a lo
 largo de las fibras = 55 mm > 20D

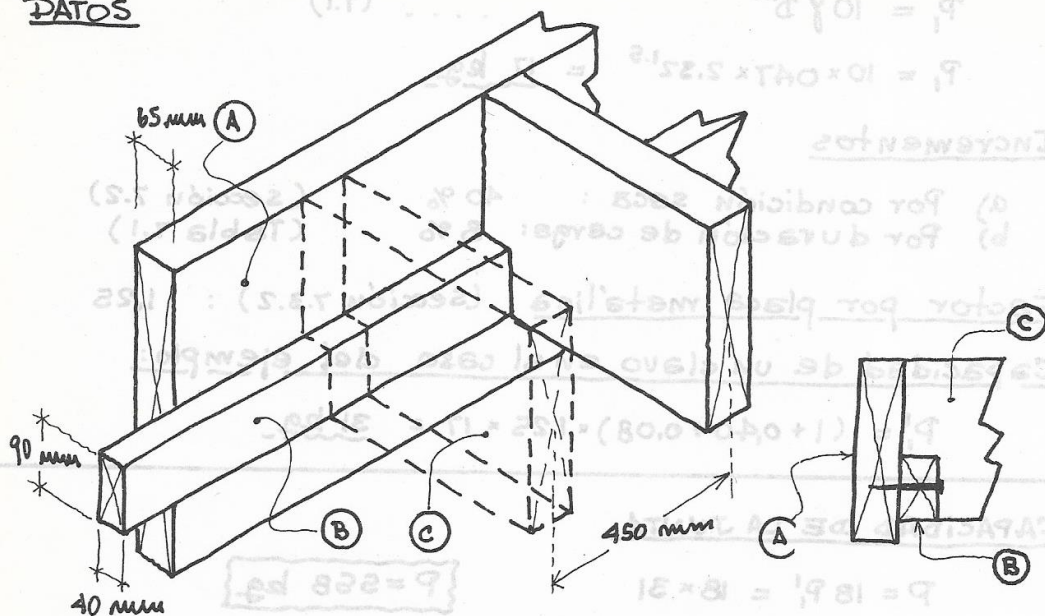
SE PIDE: DETALLAR LOS CLAVOS NECESARIOS PARA UNIR LAS PIEZAS A Y B. E RECIBE LAS VIGUETAS C DE UN SISTEMA DE PISO, COLOCADOS A CADA 450 mm. LA REACCIÓN DE LAS VIGUETAS C SOBRE B ES IGUAL A 250 kg.

CAPACIDAD PARA TRANSMITIR CARGA LATERAL DE UN CLAVO
 Capacidad de un clavo en una unión de dos miembros de madera verde

$$\dots (7.1)$$

$$P_i = 10 \gamma D^{1.5}$$

$$P_i' = 10 \times 0.47 \times 2.32^{1.5} = 17 \text{ kg}$$

EJEMPLO**(125)****DETALLE DE LOS APOYOS DE LOS LARGUEROS DE UN SISTEMA DE PISO****DATOS**

CLAVOS DE 3.42 mm DE DIÁMETRO Y 76.2 mm (3 pulg) de LONGITUD

$$\gamma = 0.49$$

COMBINACIÓN DE CARGA : MUERTA MÁS VIVA

CONDICIÓN SECA.

SE PIDE : DETALLAR LOS CLAVOS NECESARIOS PARA UNIR LAS PIEZAS A y B. B RECIBE LAS VIGUETAS C DE UN SISTEMA DE PISO, COLOCADOS A CADA 450 mm. LA REACCIÓN DE LAS VIGUETAS C SOBRE B ES IGUAL A 250 kg.

CAPACIDAD PARA TRANSMITIR CARGA LATERAL DE UN CLAVO

Capacidad de un clavo en una unión de dos miembros de madera verde

$$P_1 = 10 \gamma D^{1.5} \quad \dots (7.1)$$

$$P_1 = 10 \times 0.49 \times 3.42^{1.5} = 31 \text{ kg}$$

EJEMPLO

(12.5)

(Continuación)

2

Incrementos

- a) Por condición seca: 40%
 b) Por duración de carga: 8%

Factor de corrección: (sección 7.3.2)Grosor miembro en contacto con la cabeza = $4 \text{ cm} > 10 \text{ D}$ Penetración punta = $76.2 - 40 = 36.2 \text{ mm} < 14 \text{ D} = 48 \text{ mm}$
 $\therefore$ por insuficiente penetración: $\frac{36.2}{48} = 0.75$
Capacidad de un clavo en el caso del ejemplo:

$$P'_1 = (1 + 0.40 + 0.08) \times 0.75 \times 31 = 34 \text{ kg}$$

NUMERO Y DISPOSICION DE LOS CLAVOS

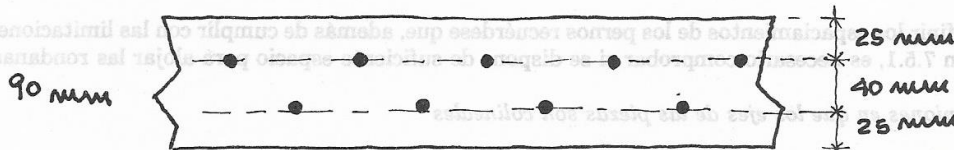
$$N = \frac{250 \text{ kg}}{P'_1} = \frac{250}{34} = 7.4 \text{ clavos}$$

Separación colocados en una hilera:

$$s = \frac{450}{7.4} = 61 \text{ mm} \approx 60 \text{ mm}$$

Separación mínima admisible (sección 7.3.2)

$$s_{\text{min}} = 20 \text{ D} = 20 \times 3.42 = 68.4 \text{ mm} > 61 \text{ mm}$$

 $\therefore$ colocar los clavos en dos hileras en la forma indicada:


12.2.2 Uniones con clavos sujetos a extracción

Este tipo de unión debe evitarse siempre que sea posible. Sin embargo hay situaciones en que es la única alternativa viable, como sucede, por ejemplo, con la sujeción de materiales de techado expuestos a la acción del viento.

La capacidad dada por la ecuación (7.2) es aplicable independientemente de que la madera esté verde o seca, siempre que no se prevean variaciones en el contenido de humedad. Si hay duda al respecto debe considerarse la reducción de 25 por ciento mencionada en la sección 7.3.2.

Suele recomendarse que la penetración del clavo en la pieza que recibe la punta sea por lo menos 15 mm.

En el ejemplo 12.6 se ilustra la determinación de la resistencia de una unión en que se aprovecha la resistencia a la extracción de los clavos.

Ejemplo 12.6.- Unión con clavos aprovechando su resistencia a la extracción.- Obsérvese que para clavos sometidos a extracción no es aplicable el incremento de 40 por ciento admisible para clavos bajo fuerzas laterales en condición seca. Según las NTC las limitaciones de espaciamiento aplicables son las mismas especificadas para uniones con clavos bajo fuerzas laterales. Las medidas de la unión del ejemplo respetan estas limitaciones.

12.3 UNIONES CON PERNOS

Los pernos pueden emplearse para unir miembros de dimensiones importantes. Desde el punto de vista constructivo las uniones con pernos son relativamente fáciles de realizar. Deben detallarse de manera que las líneas de centro de los miembros unidos se corten en el mismo punto. Cuando esto no es posible debe revisarse el efecto de la flexión debida a la excentricidad. Mientras que en los miembros unidos por medio de clavos los agujeros producidos por éstos no afectan la resistencia, si no se trata de agujeros taladrados previamente, en miembros unidos con pernos la influencia de los agujeros es significativa. Al determinar el área neta utilizada en los cálculos de capacidad se debe sumar al diámetro del perno una cantidad del orden de 1.6 mm para tener en cuenta la holgura que suele preverse.

A diferencia de las uniones clavadas en el dimensionamiento de uniones con pernos la dirección es un aspecto fundamental, como puede apreciarse en la sección 7.5.2. En los incisos siguientes se indica cómo proceder en los tres casos principales: uniones de miembros cuyos ejes son colineales, de miembros cuyos ejes son perpendiculares y de miembros cuyos ejes forman un ángulo θ . En general se han seguido las recomendaciones de las NTC, procurando clarificar su aplicación. Se han incluido algunas modificaciones que reflejan experiencias recientes, basadas en las especificaciones de la National Forest Products Association (12.9).

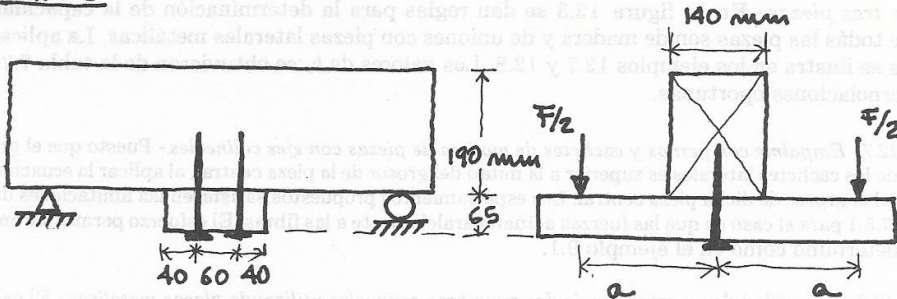
Los pernos deben emplearse en combinación con rondanas bajo la cabeza y bajo la tuerca. Según una recomendación típica las rondanas deben tener un diámetro mínimo igual a tres veces el diámetro del perno y un espesor de 0.25 veces dicho diámetro. Si se utiliza una rondana cuadrada el lado y el espesor deben ser iguales a la rondana circular equivalente.

La longitud de los pernos debe ser tal que una vez apretados, el perno sobresalga de la tuerca por lo menos una vuelta completa de rosca.

Al definir los espaciamientos de los pernos recuérdese que, además de cumplir con las limitaciones de la sección 7.5.1, es necesario comprobar si se dispone de suficiente espacio para alojar las rondanas.

12.3.1 Uniones en que los ejes de las piezas son colineales

Las reglas presentadas en esta sección para la determinación de la capacidad de uniones de piezas con sus ejes colineales complementan las recomendaciones de las NTC que fueron expuestas en el inciso I de la sección 7.5.2. Además de los casos tratados en la sección 7.5.2 se incluye el de juntas con piezas laterales metálicas y el de juntas de más de tres piezas. Nótese que cuando se utilizan piezas laterales metálicas

EJEMPLO**(12.6)****UNIÓN CON CLAVOS APROVECHANDO SU RESISTENCIA A LA EXTRACCIÓN.****DATOS**

DOS CLAVOS DE 4.87 mm DE DIÁMETRO Y 140 mm (5½ pulg) DE LONGITUD

$$\gamma = 0.45$$

SE PREVE QUE NO HABRÁ CAMBIOS DE HUMEDAD.

COMBINACIÓN DE CARGAS: MUERTA MÁS VIVA.

SE PIDE: DETERMINAR EL VALOR DE F QUE PUEDE APLICARSE A LA ESTRUCTURA DEL CROQUIS.

CAPACIDAD A LA EXTRACCIÓN DE UN CLAVO

Capacidad a la extracción en kilogramos por centímetro de penetración

$$P_2 = 11 \gamma^{5/2} D \quad \dots \dots (7.2)$$

$$P_2 = 11 \times 0.45^{5/2} \times 4.87 = \underline{7.3 \text{ kg/cm}}$$

$$\text{Longitud de penetración} = 140 - 65 = 75 \text{ mm} = \underline{7.5 \text{ cm}}$$

Incremento por combinación de carga: 8%

Capacidad de un clavo en el caso del ejemplo

$$P = (1 + 0.08) \times 7.3 \times 7.5 = \underline{59 \text{ kg.}}$$

VALOR DE F

$$2 \times \frac{F}{2} = 2P$$

$$F = 2P$$

$$\boxed{F = 118 \text{ kg}}$$

la capacidad se puede aumentar en un 25 por ciento. Las reglas propuestas se refieren a carga permanente y condición húmeda, por lo que deberán hacerse los ajustes correspondientes en otras situaciones.

Uniones de tres piezas. En la figura 12.3 se dan reglas para la determinación de la capacidad de uniones en que todas las piezas son de madera y de uniones con piezas laterales metálicas. La aplicación de estas reglas se ilustra en los ejemplos 12.7 y 12.8. Los valores de k , se obtuvieron de la tabla 7.7, haciendo las interpolaciones oportunas.

Ejemplo 12.7.- Empalme con pernos y cachetes de madera de piezas con ejes colineales. Puesto que el grosor de cada uno de los cachetes laterales es superior a la mitad del grosor de la pieza central, al aplicar la ecuación 7.5 se tomó t igual al grosor de dicha pieza central. Los espaciamientos propuestos satisfacen las limitaciones dadas en la sección 7.5.1 para el caso en que las fuerzas actúan paralelamente a las fibras. El esfuerzo permisible en tensión, f_{tp} , se determinó como en el ejemplo 9.1.

Ejemplo 12.8.- Capacidad de un empalme de dos miembros colineales utilizando placas metálicas. El cálculo se limitó a la determinación de la capacidad definida por la acción de los pernos sobre la madera. El grosor de las placas debe determinarse aplicando los principios del diseño de estructuras metálicas. Se tomó $\gamma = 0.40$ por desconocerse el valor de la densidad.

FORMULA BASICA

$$P_s = 1.12 \times \gamma \times k_1 \times D \times t \quad (7.5)$$

P_s = capacidad básica en kg

γ = densidad relativa

D = diámetro del perno en mm

t = espesor efectivo en mm

Para valores de k_1 , véase la tabla 7.7

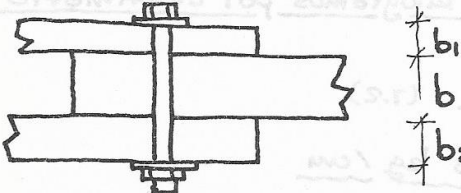
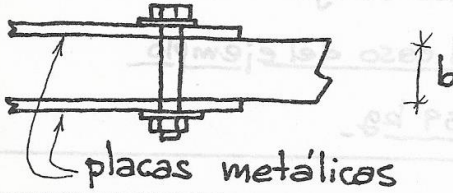
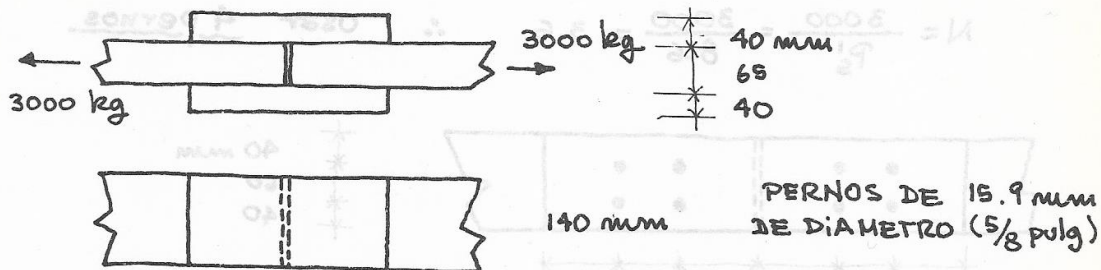
	Si $b_1 \geq b/2$ y $b_2 \geq b/2$ usar $t = b$
	Si $b_1 \leq b_2 < b/2$ usar $t = 2b_1$
	Capacidad = P_s
 placas metálicas	usar $t = b$
	Capacidad = $1.25 P_s$

FIGURA 12.3 Reglas para determinar la capacidad de uniones con pernos de tres piezas colineales (condición húmeda y carga permanente)

EJEMPLO

(12.7)

EMPALME CON PERNOS Y CACHETES DE MADERA DE PIEZAS CON EJES COLINEALESDATOS

MADERA DE CALIDAD V-65 SEGUN CLASIFICACION, EN CONDICIÓN SECA.

$$\gamma = 0.48$$

COMBINACIÓN DE CARGAS: MUERTA MÁS VIVA.

SE PIDE: DETALLAR LOS PERNOS NECESARIOS PARA TRANSMITIR UNA FUERZA DE TENSION DE 3000 kg. REVISAR LA CAPACIDAD EN TENSION DE LOS MIEMBROS DE MADERA.

CAPACIDAD DE UN PERNOCaso base

$$P_s = 1.12 \gamma k_1 D t \quad \dots (7.5)$$

$$t/D = \frac{65}{15.9} = 4.1 \quad \therefore k_1 \approx 0.96 \quad \dots (\text{Tabla 7.7})$$

$$P_s = 1.12 \times 0.48 \times 0.96 \times 15.9 \times 65 = \underline{533 \text{ kg.}}$$

Incrementos

- Por condición seca: 40% (Sección 7.2)
- Por combinación de carga muerta más viva y ser $t/D = 4.1 < 6$: 15% (Tabla 7.1)

Capacidad de un perno en el caso del ejemplo

$$P'_s = (1 + 0.40 + 0.15) \cdot 533 = \underline{826 \text{ kg.}}$$

EJEMPLO

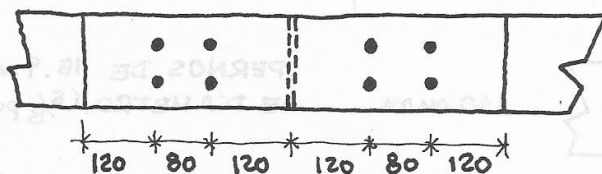
(12.7)

(Continuación)

2

NUMERO Y DISPOSICION DE LOS PERNOS

$$N = \frac{3000}{P'_s} = \frac{3000}{826} = 3.6 \quad \therefore \text{usar } \underline{4 \text{ pernos}}$$



40 mm
60
40

REVISIÓN DE LA PIEZA CENTRALEsfuerzo permisibleEsfuerzo en condición verde (Tabla 8.4)Tensión paralela a la fibra : 70 kg/cm^2 Incrementos (secciones 8.2 y 8.3)

- a) Por duración de carga : 15%
- b) Por condición seca : 10%
- c) Por ser $\gamma > 0.40$: $8 \times 3 = 24\%$

Esfuerzo permisible para la pieza del ejemplo:

$$f_{tp} = 70 (1 + 0.15 + 0.10 + 0.24) = \underline{104 \text{ kg/cm}^2}$$

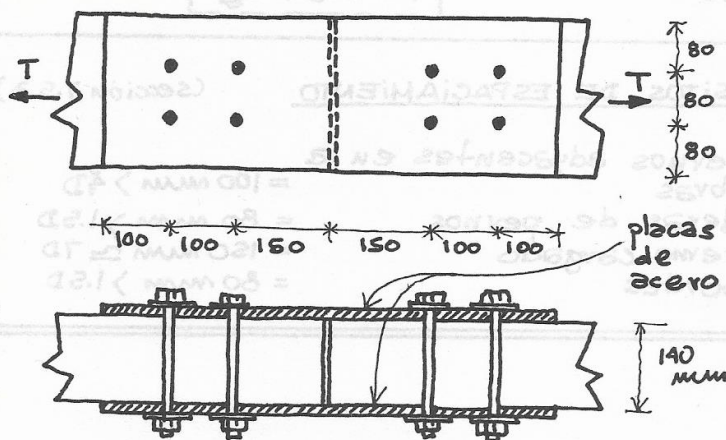
Capacidad de la pieza central

Diámetro agujeros = $15.9 + 1.6 = 17.5 \text{ mm} = \underline{1.75 \text{ cm}}$ holgura

$$\text{Area neta : } A_m = 6.5 \times 14 - 2 \times 6.5 \times 1.75 = \underline{68.3 \text{ cm}^2}$$

Capacidad:

$$T = A_m f_{tp} = 68.3 \times 70 = \underline{4781 \text{ kg}} > 3000 \text{ kg}$$

EJEMPLO**(12.8)****CAPACIDAD DE UN EMPALME CON PLACAS DE ACERO DE DOS MIEMBROS COLINEALES****DATOS**

4 PERNOS DE 22.2
MM DE DIAMETRO
(7/8 pulg) DE CADA
LADO DE LA JUNTA

CONDICION SECA

COMBINACION DE
CARGAS: MUERTA
MAS VIVA MAS
VIENTO.

SE PIDE: DETERMINAR LA FUERZA T QUE SE PUEDE TRANSMITIR A TRAVES DE LA JUNTA MOSTRADA. COMPROBAR SI SE CUMPLEN LAS CONDICIONES DE ESPACIAMIENTO.

CAPACIDAD DE UN PERNO**Caso base**

$$P_s = 1.12 \gamma \cdot k_1 \cdot D \cdot t \quad \dots \quad (7.5)$$

$$t/D = 140/22 = 6.3 \quad \therefore k_1 = 0.73 \quad (\text{Tabla 7.2})$$

$$P_s = 1.12 \times 0.40 \times 0.73 \times 22.2 \times 140 = \underline{1016 \text{ kg}}$$

Incrementos

- a) Por condición seca : 40% (sección 7.2)
b) Por combinación de carga muerta más viva más viento
y ser $t/D = 6.3 > 6$: 25% (Tabla 7.1)

Factor por empalme con placas de acero (Fig 12.3): 1.25

Capacidad de un perno en el caso del ejemplo

$$P_s' = 1.25 (1 + 0.40 + 0.25) 1016 = \underline{2096 \text{ kg}}$$

EJEMPLO

12.8

(Continuación)

2

CAPACIDAD DE CUATRO PERNOS

$$T = 4P_5' = 4 \times 2096$$

$$T = 8384 \text{ kg}$$

REVISIÓN DE REQUISITOS DE ESPACIAMIENTO

(sección 7.5.3)

Distancia entre pernos adyacentes en la dirección de las fibras	$= 100 \text{ mm} > 4D$
Distancia entre hileras de pernos	$= 80 \text{ mm} > 1.5D$
Distancia del extremo cargado	$= 150 \text{ mm} \geq 7D$
Distancia de los bordes	$= 80 \text{ mm} > 1.5D$

PROPIEDAD DEL CONSEJO NACIONAL DE LA MADERA EN LA CONSTRUCCIÓN, A. C. MEXICO, D. F.

285

Uniones con pernos

Uniones de dos piezas

Las reglas propuestas para determinar la capacidad de este tipo de uniones se resumen en la figura 12.4. Se incluyen reglas para la unión de dos piezas de madera y para uniones usando una placa de acero.

Obsérvese que estas reglas son más conservadoras que las que se derivan de las recomendaciones de las NTC resumidas en el inciso I de la sección 7.5.2. Se siguió en ellas los criterios de las recomendaciones de la National Forest Products Association (12.9), que reflejan experiencias más recientes. La diferencia

FÓRMULA BÁSICA

$$P_b = 1.12 \times \gamma \times k_1 \times D \times t \quad (7.5)$$

P_b = capacidad básica en kg
 γ = densidad relativa
 D = diámetro del perno en mm
 t = espesor efectivo en mm

Para valores de k_1 , véase la Tabla 7.7

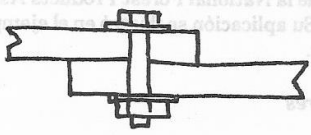
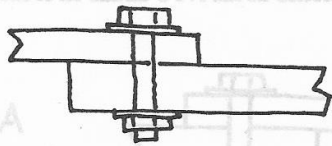
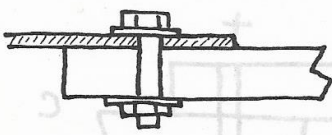
	$b_1 = b_2$ usar $t = b_1 = b_2$ capacidad = $P_b/2$
	$b_1 < b_2$ capacidad igual al menor de los siguientes valores: $P_b/2$, con P_b calculado para $t = b_2$ $P_b/2$, con P_b calculado para $t = 2b_1$
	$t = b$ capacidad = $\frac{1.25 P_b}{2}$

FIGURA 12.4 Reglas para determinar la capacidad de uniones con pernos de dos piezas colineales (condición húmeda y carga permanente)

esencial es que se exige comprobar si rige la capacidad calculada con el espesor de la pieza mayor, sin duplicar.

La aplicación de las reglas se ilustra en el ejemplo 12.9. Los valores de k_1 también se obtuvieron por interpolación.

Ejemplo 12.9.- Capacidad de una unión de dos piezas con ejes colineales.- En este ejemplo rigió la capacidad calculada utilizando como espesor efectivo el ancho de la pieza mayor, sin multiplicar por dos. El valor obtenido es menor que el que habría resultado de aplicar las NTC según las cuales la capacidad puede calcularse simplemente tomando como espesor efectivo el doble del espesor de la pieza más delgada. Obsérvese que los porcentajes de incremento por duración de carga pueden diferir según el espesor efectivo. En el ejemplo no fue necesario tener esto en cuenta porque en ambos casos t/D fue mayor que 6.

Uniones de más de tres piezas

A veces es necesario unir más de tres miembros. En tal caso las NTC indican que la capacidad de carga se tome como la suma de la capacidad de carga de las uniones componentes con un solo plano de cortante, resultantes de considerar las piezas intermedias divididas, cada una, a la mitad, como su muestra en la figura 12.5. Si n es el número de piezas, el número de planos de cortantes es $n-1$ y la capacidad de la unión será igual a la suma de las capacidades de carga de los $n-1$ planos de cortante. Para otros enfoques véanse las referencias 12.7 y 12.9. En el ejemplo 12.10 se ilustra una forma de estimar la capacidad de una unión de cuatro piezas.

Ejemplo 12.10.- Capacidad de una unión de cuatro piezas con sus ejes colineales.- La capacidad se determinó siguiendo el procedimiento general propuesto en las NTC. Sin embargo la capacidad de cada una de las uniones en que se supone descompuesta la junta se estimó de acuerdo con el criterio de la National Forest Products Association (12.9) para uniones de dos piezas, que fue resumido en la figura 12.4. Su aplicación se ilustró en el ejemplo 12.9. El método es relativamente sencillo, pero probablemente conservador.

12.3.2 Uniones en que los ejes de las piezas por unir son perpendiculares

Las reglas sugeridas en esta sección para la determinación de la capacidad de uniones de piezas de madera con sus ejes perpendiculares siguen en general las recomendaciones de las NTC dadas en el inciso II de la sección 7.5.2.

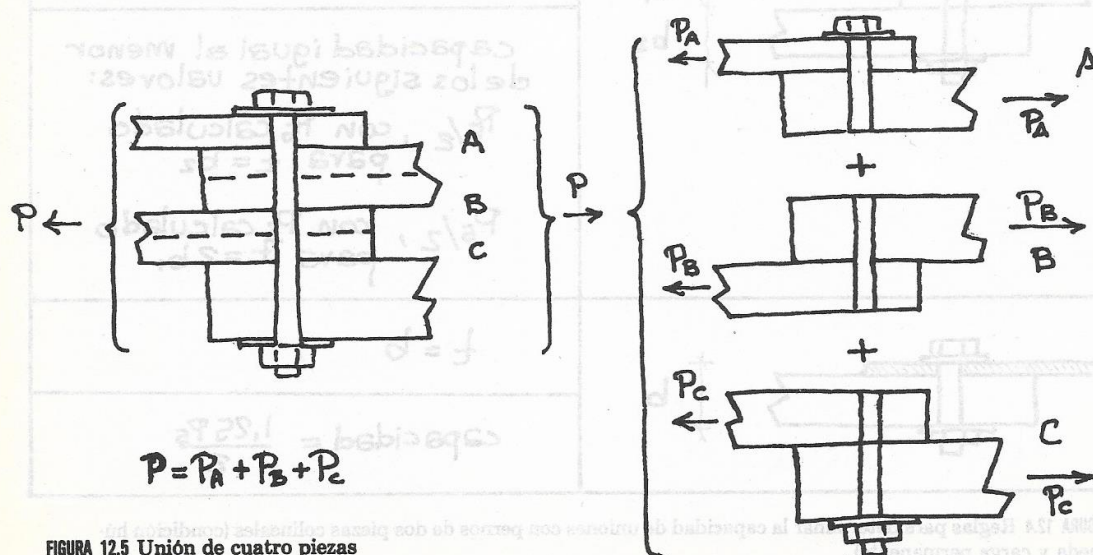
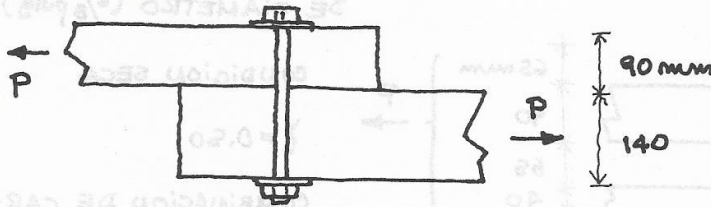


FIGURA 12.5 Unión de cuatro piezas

EJEMPLO

(12.9)

CAPACIDAD DE UNA UNION DE DOS
PIEZAS CON EJES COLINEALESDATOSPERNO DE 19,1 mm
DE DIÁMETRO (3/4 pulg)

CONDICION HUMEDA

$$\gamma = 0,40$$

COMBINACION DE CAR-
GAS: MUERTA MAS
VIVA.SE PIDE: DETERMINAR LA CARGA P
QUE PUEDE TRANSMITIR LA UNION
ILUSTRADA.CASO BASE

$$P_s = 1.12 \times \gamma \times k_1 \times D \times t \quad \dots \dots (7.5)$$

a) Para $t = 2 \times 90 = 180 \text{ mm}$

$$t/D = 180/19,1 = 9,4 \quad \therefore k_1 \approx 0,49 \quad (\text{Tabla 7.7})$$

$$P_s = 1.12 \times 0,40 \times 0,49 \times 19,1 \times 180 = \underline{830 \text{ kg}}$$

b) Para $t = 140 \text{ mm}$

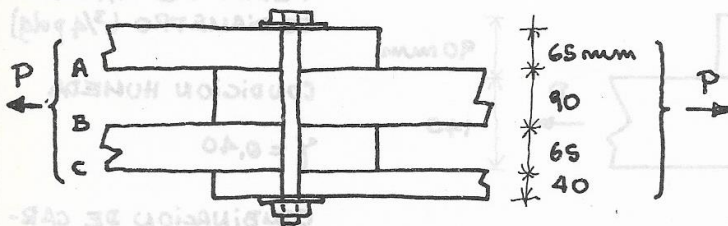
$$t/D = 140/19,1 = 7,3 \quad \therefore k_1 \approx 0,63 \quad (\text{Tabla 7.7})$$

$$P_s = 1.12 \times 0,40 \times 0,63 \times 19,1 \times 140 = \underline{755 \text{ kg}} < 830 \text{ kg}$$

INCREMENTOSPor combinación de carga muerta mas viva más viento y
ser $t/D = 7.3 > 6$: 8 % (Tabla 7.1)FACTOR POR TRATARSE DE UNA UNION DE DOS PIEZAS (sec-
ción 7.5.2) : $\frac{1}{2}$ CAPACIDAD

$$P_s^1 = \frac{1}{2} (1 + 0,08) 755$$

$$P_s^1 = \underline{408 \text{ kg}}$$

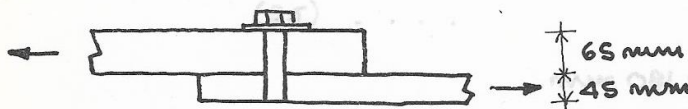
EJEMPLO**(12.10)****CAPACIDAD DE UNA UNIÓN DE CUATRO PIEZAS CON SUS EJES COLINEALES.****DATOS**

UN PERNO DE 15.9 mm DE DIAMETRO (5/8 pulg)

CONDICION SECA

$$\gamma = 0.50$$

COMBINACION DE CARGA: VIVA MAS MUERTA

SE PIDE: DETERMINAR LA CARGA QUE PUEDE TRANSMITIR LA UNION MOSTRADA.**CAPACIDAD PLANO DE CORTANTE A****Fórmula caso base**

$$P_s = 1.12 \times \gamma \times k_1 \times D \times t \quad (7.5)$$

a) Para $t = 65 \text{ mm}$

$$t/D = \frac{65}{15.9} = 4.1$$

$$\therefore k_1 \geq 0.96 \quad (\text{Tabla 7.7})$$

Caso base

$$P_s = 1.12 \times 0.50 \times 0.96 \times 15.9 \times 65 = \underline{556 \text{ kg}}$$

Incrementos

Por condición seca : 40% (Sección 7.2)

Por combinación de carga muerta más viva y ser

$$t/D = 4.1 < 6 : 15\% \quad (\text{Tabla 7.1})$$

Factor por tratarse de una unión de dos piezas (sección 7.5.2): $\frac{1}{2}$ **Capacidad**

$$P_s^1 = \frac{1}{2} (1 + 0.40 + 0.15) 556 = \underline{431 \text{ kg}}$$

EJEMPLO (12.10)

(Continuación)

2

b) Para $t = 2 \times 45 = 90 \text{ mm}$

$$t/D = \frac{90}{15.9} = 5.7$$

$$\therefore k_1 \approx 0.80$$

(Tabla 7.7)

Caso base

$$P_5 = 1.12 \times 0.50 \times 0.80 \times 15.9 \times 90 = \underline{641 \text{ kg}}$$

CapacidadIncrementos y factor como para $t = 65$

$$P'_5 = \frac{1}{2} (1 + 0.40 + 0.15) 641 = \underline{498 \text{ kg}} > 431 \text{ kg}$$

Capacidad adoptada

$$(P'_5)_A = \underline{431 \text{ kg}}$$

CAPACIDAD PLANO DE CORTANTE Ba) Para $t = 45 \text{ mm}$

$$t/D = \frac{45}{15.9} = 2.8$$

$$\therefore k_1 = 1.0$$

(Tabla 7.7)

Caso base

$$P_5 = 1.12 \times 0.50 \times 1.0 \times 15.9 \times 45 = \underline{401 \text{ kg}}$$

Incrementos

Por condición seca:

40%

(sección 7.2)

Por combinación de carga muerta más viva y ser

$$t/D = 2.8 < 6 :$$

15%

(Tabla 7.1)

Factor por tratarse de una unión de dos piezas (sección 7.5.2) :

$$\frac{1}{2}$$

Capacidad

$$P'_5 = \frac{1}{2} (1 + 0.40 + 0.15) 401 = \underline{311 \text{ kg}}$$

EJEMPLO

(12.10)

(Continuación)

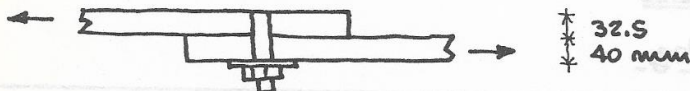
3

b) Para $t = 2 \times 32.5 = 65 \text{ mm}$ Ver cálculos para $t = 65$ en cálculos para capacidad plano de cortante A.

$$P'_S = 435 \text{ kg} > 311 \text{ kg}$$

Capacidad adoptada

$$(P'_S)_B = 311 \text{ kg}$$

CAPACIDAD PLANO DE CORTANTE Ca) Para $t = 2 \times 32.5 = 65 \text{ mm}$ Ver cálculos para $t = 65$ en cálculos para capacidad plano de cortante A.

$$P'_S = 435 \text{ kg}$$

b) Para $t = 40 \text{ mm}$

$$t/D = \frac{40}{15.9} = 2.5 \quad \therefore k_1 = 1.0$$

Caso base

$$P_B = 1.12 \times 0.50 \times 1.00 \times 15.9 \times 40 = 356 \text{ kg}$$

Incrementos

Por condición seca: 40% (Sección 7.2)

Por combinación de carga muerta mas viva y ser

 $t/D = 2.5 < 6$: 15% (Tabla 7.1)Factor por tratarse de una unión de dos piezas (sección 7.5.2): $1/2$

EJEMPLO

(12.10)

(Continuación)

4

Capacidad

$$P'_E = \frac{1}{2} (1 + 0.40 + 0.15) 356 = 276 \text{ kg} < 435 \text{ kg}$$

Capacidad adoptada

$$(P'_E)_C = 276 \text{ kg}$$

CAPACIDAD JUNTA

$$P = (P'_S)_A + (P'_S)_B + (P'_E)_C = 431 + 311 + 276$$

$$P = 1018 \text{ kg}$$

PROPIEDAD
DEL
CONSEJO NACIONAL
DE LA MADERA EN
LA CONSTRUCCION, A. C.
MEXICO, D. F.

Se han tenido en cuenta también las normas de la National Forest Products Association (12.9). Pueden utilizarse placas metálicas como en las uniones de miembros colineales. Sin embargo no es aplicable el incremento de 25 por ciento permitido para éstas. Cuando se emplean placas metálicas el cálculo de la capacidad es semejante al de uniones en que todos los miembros son de madera. El grosor efectivo que debe utilizarse en las fórmulas de capacidad será evidentemente el de la pieza de madera. Deberá revisarse que el espesor de las placas sea suficiente para resistir la acción de las fuerzas a que puedan estar sometidas.

Como en el caso de las reglas para uniones de miembros colineales, las reglas propuestas se refieren a carga permanente y condición húmeda, por lo que deberán hacerse los ajustes correspondientes en otras situaciones.

Uniones de tres piezas

En la figura 12.6 se proponen reglas para estimar la capacidad de uniones de tres piezas de madera. En estas juntas debe determinarse la capacidad según el miembro con carga perpendicular a las fibras así como la capacidad según el miembro con carga paralela a las fibras. El dimensionamiento de la junta debe basarse en el menor de los valores obtenidos. Se consideran dos casos: juntas en que el miembro cargado perpendicularmente es el central y juntas en las que la carga perpendicular se aplica a las piezas laterales. La aplicación de las reglas propuestas se ilustra en los ejemplos 12.11 y 12.12.

Los valores de k_1 , k_2 y k_3 usados en los ejemplos se obtuvieron de las tablas 7.7 y 7.8 haciendo las interpolaciones convenientes.

Ejemplo 12.11.- Unión de tres piezas con la carga actuando en dirección normal a la pieza central. En este ejemplo rigió la capacidad del miembro central. El ancho efectivo t utilizado para determinar dicha capacidad se tomó igual al doble del espesor de las piezas laterales ya que este valor resultó menor que el espesor de la pieza central.

Ejemplo 12.12.- Unión de tres piezas con la carga actuando en dirección normal a las piezas laterales. -El diámetro del perno y las dimensiones de las piezas unidas de la junta de este ejemplo son iguales a los datos correspondientes del ejemplo 12.11. La capacidad de la unión quedó definida por la de las piezas laterales. La capacidad en los dos ejemplos fue igual porque en el primero resultó crítico el ancho de las piezas laterales. Si la pieza central es muy delgada, comparada con las piezas laterales, lo que es frecuente, la capacidad puede depender de ella.

Uniones de dos piezas

Las reglas propuestas para calcular la capacidad de uniones de dos piezas se presentan en la figura 12.7. Como en el caso de las uniones de tres piezas, es necesario revisar la capacidad de la pieza con carga paralela a las fibras y la de la pieza con carga perpendicular a las fibras, salvo en el caso de piezas de igual dimensión en que evidentemente regirá la pieza con carga normal. Las reglas sugeridas, que siguen los criterios de la National Forest Products Association (12.9), dan resultados más conservadores que los que resultan de aplicar las recomendaciones de las NTC al pie de la letra. En el ejemplo 12.13 se ilustra el dimensionamiento de una unión de dos piezas de espesores diferentes.

Ejemplo 12.13. Unión de dos piezas con sus ejes perpendiculares. Los dos pernos requeridos se colocaron de acuerdo con las recomendaciones de las NTC presentadas en la sección 7.5.3. Obsérvese que fue necesario prolongar el miembro vertical 50 mm por encima del borde superior del miembro horizontal para cumplir con el espaciado de 7D del extremo cargado especificado cuando la fuerza actúa en la dirección de las fibras.

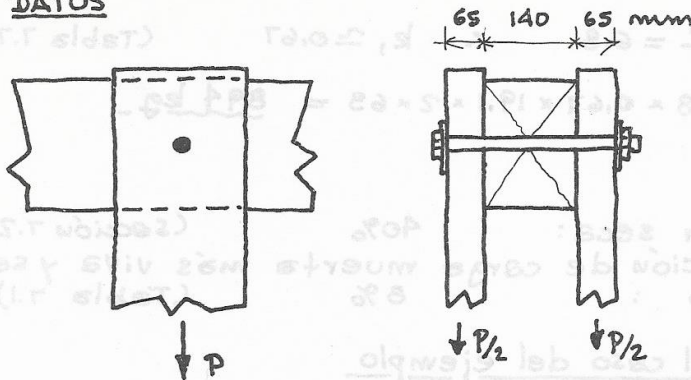
12.3.3 Uniones en que los ejes de las piezas por unir forman un ángulo θ

Cuando las piezas por unir forman un ángulo distinto de 0° y de 90° es necesario recurrir a la fórmula de Hankinson como se indicó en el inciso III de la sección 7.5.2. De manera semejante a las juntas de miembros con ejes perpendiculares debe determinarse tanto la capacidad según el miembro con carga paralela a las fibras como la capacidad según el miembro con la carga inclinada respecto a las fibras. El dimensionamiento de la junta deberá basarse en el menor de los valores obtenidos. La manera de proceder

EJEMPLO

(12.11)

UNION DE TRES PIEZAS CON LA CARGA ACTUANDO EN DIRECCION NORMAL A LA PIEZA CENTRAL.

DATOS

PERNO DE 3/4 polg.
($D = 19.1 \text{ mm}$)

CONDICIÓN SECA

$\gamma = 0.48$

COMBINACIÓN DE CARGA: MUERTA MÁS VIVA.

SE PIDE: DETERMINAR LA CARGA P QUE SE PUEDE APLICAR A LA JUNTA INDICADA.

CAPACIDAD SEGUN MIEMBRO HORIZONTALCaso base

$$P_6 = 0.35 \cdot \gamma = k_2 \cdot k_3 \cdot D \cdot t \quad \dots (7.6)$$

$$t/D = \frac{2 \times 65}{19.1} = 6.8 \quad \therefore k_2 = 1.00 \quad (\text{Tabla 7.8})$$

$$D = 19.1 \text{ mm} \quad \therefore k_3 = 1.41 \quad (\text{Tabla 7.8})$$

$$P_6 = 0.35 \times 0.48 \times 1.00 \times 1.41 \times 19.1 \times 2 \times 65 = \underline{588 \text{ kg}}$$

Incrementos

Por condición seca: 40% (Sección 7.2)

Por combinación de carga muerta más viva y ser

$t/D = 6.8 > 6$: 8% (Tabla 7.1)

Capacidad en el caso del ejemplo

$$P'_6 = (1 + 0.40 + 0.08) 588 = \underline{870 \text{ kg}}$$

CAPACIDAD SEGUN MIEMBRO VERTICALCaso base

EJEMPLO

(12.11)

(Continuación)

2

$$P_s = 1.12 \times \gamma \times k_1 \times D \times t \quad \dots \dots (7.5)$$

$$t/D = \frac{2 \times 65}{19.1} = 6.8 \quad \therefore k_1 \approx 0.67 \quad (\text{Tabla 7.7})$$

$$P_s = 1.12 \times 0.48 \times 0.67 \times 19.1 \times 2 \times 65 = \underline{894 \text{ kg.}}$$

Incrementos

Por condición seca: 40% (sección 7.2)
 Por combinación de carga muerta más viva y ser
 $t/D = 6.8 > 6$: 8% (Tabla 7.1)

Capacidad en el caso del ejemplo

$$P'_s = (1 + 0.40 + 0.08) 894 = \underline{1323 \text{ kg.}} > 870 \text{ kg.}$$

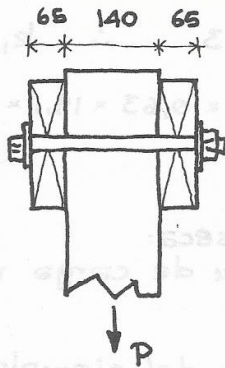
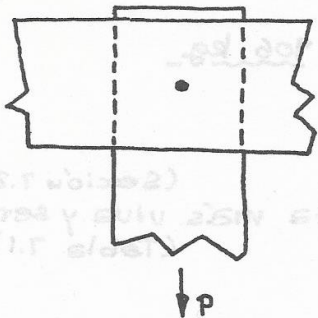
CAPACIDAD DE LA JUNTA

$$P = P'_6 = \underline{870 \text{ kg.}} < P'_s$$

EJEMPLO

(12.12)

UNION DE TRES PIEZAS CON LA CARGA ACTUANDO EN DIRECCION NORMAL A LAS PIEZAS LATERALES

DATOS

PERNO DE 3/4 pulg
($D = 19.1 \text{ mm}$)

CONDICION SECA

$\gamma = 0.48$

COMBINACION DE CARGA: VIVA MAS MUERTA

SE PIDE : DETERMINAR LA CARGA P QUE SE PUEDE APLICAR A LA JUNTA INDICADA.

CAPACIDAD SEGUN MIEMBRO HORIZONTALCaso base

$$P_g = 0.35 \times \gamma \times k_2 \times k_3 \times D \times t \quad \dots \dots (7.6)$$

$$t/D = \frac{2 \times 65}{19.1} = 6.8 \quad \therefore k_2 = 1 \quad (\text{Tabla 7.8})$$

$$D = 19.1 \text{ mm} \quad \therefore k_3 = 1.41 \quad (\text{Tabla 7.8})$$

$$P_g = 0.35 \times 0.48 \times 1 \times 1.41 \times 19.1 \times 2 \times 65 = \underline{588 \text{ kg}}$$

Incrementos

Por condición seca: 40 % (Sección 7.2)
Por combinación de carga muerta más viva y ser
 $t/D = 6.8 > 6$: 8 % (Tabla 7.1)

Capacidad en el caso del ejemplo

$$P'_g = (1 + 0.40 + 0.08) 588 = \underline{870 \text{ kg}}$$

CAPACIDAD SEGUN MIEMBRO VERTICALCaso base

EJEMPLO

(12.12)

(Continuación)

2

$$P_b = 1.12 \times \gamma \times k_1 \times D \times t \quad \dots \dots (7.5)$$

$$t/D = \frac{140}{19.1} = 7.3 \quad \therefore k_1 \approx 0.63 \quad (\text{Tabla 7.7})$$

$$P_b = 1.12 \times 0.48 \times 0.63 \times 19.1 \times 140 = \underline{906 \text{ kg}}$$

Incrementos

Por condición seca: 40% (Sección 7.2)

Por combinación de carga muerta más viva y ser

 $t/D = 7.3 > 6$: 8% (Tabla 7.1)Capacidad en el caso del ejemplo

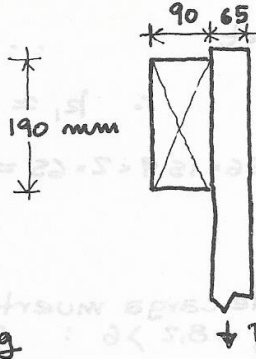
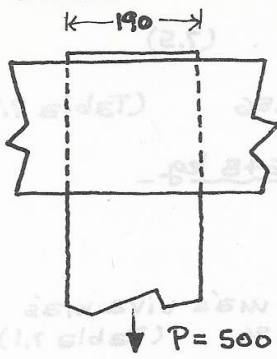
$$P'_b = (1 + 0.40 + 0.08) 906 = \underline{1341 \text{ kg}} > 870 \text{ kg}$$

CAPACIDAD DE LA JUNTA

$$P = P'_b = 870 \text{ kg} < P'_b$$

EJEMPLO (12.13)

UNION DE DOS PIEZAS CON SUS EJES PERPENDICULARES

DATOS

PERNOS DE 5/8 pulg
(D = 15.9 mm)

CONDICION HUMEDA

$$\gamma = 0.50$$

COMBINACION DE CARGA:
MUERTA MAS VIVA MAS
VIENTO

SE PIDE : DETERMINAR EL NUMERO Y COLOCACION DE
LOS PERNOS REQUERIDOS PARA RESISTIR UNA CARGA DE
500 kg.

CAPACIDAD DE UN PERNO SEGUN MIEMBRO HORIZONTALCaso base

$$P_6 = 0.35 \times \gamma \times k_2 \times k_3 \times D \times t \quad \dots \quad (7.6)$$

$$t/D = \frac{90}{15.9} = 5.7 \quad \therefore k_2 \approx 1.00 \quad (\text{Tabla 7.8})$$

$$D = 15.9 \text{ mm} \quad \therefore k_3 = 1.52 \quad (\text{Tabla 7.8})$$

$$P_6 = 0.35 \times 0.50 \times 1.00 \times 1.52 \times 15.9 \times 90 = \underline{381 \text{ kg.}}$$

Incremento

Por combinación de carga muerta más viva más
viento y ser $t/D = 5.7 < 6$: 50% (Tabla 7.1)

Factor por tratarse de la unión de dos piezas (sec-
ción 7.5.2) : $1/2$

Capacidad en el caso del ejemplo

$$P_6' = 1.5 \times 0.5 \times 381 = \underline{286 \text{ kg.}}$$

CAPACIDAD DE UN PERNO SEGUN MIEMBRO VERTICAL

EJEMPLO

(12.13)

(Continuación)

2

Caso base

$$P_s = 1.12 \times \gamma \times k_1 \times D \times t \quad \dots \dots (7.5)$$

$$t/D = \frac{2 \times 65}{15.9} = 8.2 \quad \therefore k_1 \approx 0.56 \quad (\text{Tabla 7.7})$$

$$P_s = 1.12 \times 0.50 \times 0.56 \times 15.9 \times 2 \times 65 = \underline{648 \text{ kg.}}$$

Incrementos

Por combinación de carga muerta más viva más viento y ser $t/D = 8.2 > 6$: 25 % (Tabla 7.1)

Factor por tratarse de una unión de dos piezas
(sección 7.5.2): $1/2$

Capacidad en el caso del ejemplo

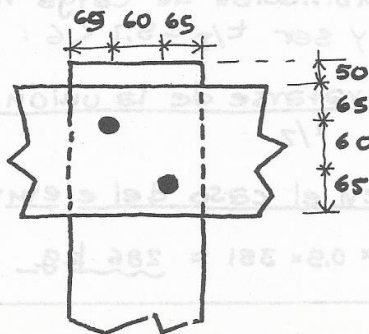
$$P'_s = 1.25 \times 0.5 \times 648 = \underline{405 \text{ kg.}} > P'_6$$

CAPACIDAD UTIL DE UN PERNO

$$p = P'_6 = \underline{286 \text{ kg.}}$$

NUMERO DE PERNOS

$$N = \frac{P}{p} = \frac{500}{286} = 1.75 \approx \underline{2 \text{ pernos}}$$

COLOCACION DE LOS PERNOS (Sección 7.5.3)

FORMULAS BASICAS

$$P_5 = 1.12 \times \gamma \times k_1 \times D \times t \quad (7.5)$$

$$P_6 = 0.35 \times \gamma \times k_2 \times k_3 \times D \times t \quad (7.6)$$

P_5 = capacidad básica en kg para miembros con carga paralela a las fibras.

P_6 = capacidad básica en kg para miembros con carga perpendicular a las fibras.

γ = peso específico

D = diámetro del perno en milímetros

t = espesor efectivo en milímetros

Para valores de k_1 , k_2 y k_3 véanse las Tablas 7.7 y 7.8.

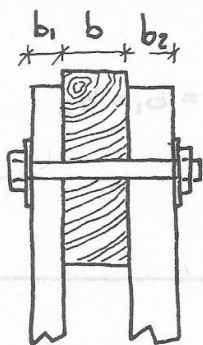
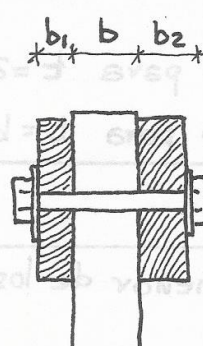
	Calcular P_6 para $t = b \leq 2b_1$ Calcular P_5 para $t = 2b_1$ $(b_1 \leq b_2)$
	Calcular P_6 para $t = 2b_1 \leq b$ Calcular P_5 para $t = b$ $(b_1 \leq b_2)$
	Capacidad igual al menor de los valores P_5 y P_6

FIGURA 12.6 Reglas para determinar la capacidad de uniones con pernos de tres piezas con ejes perpendiculares (condición húmeda y carga permanente)

FORMULA BASICA

$$P_5 = 1.12 \times \gamma \times k_1 \times D \times t \quad (7.5)$$

$$P_6 = 0.35 \times \gamma \times k_2 \times k_3 \times D \times t \quad (7.6)$$

P_5 = capacidad básica en kg para miembros con carga paralela a las fibras

P_6 = capacidad básica en kg para miembros con carga perpendicular a las fibras.

γ = peso específico

D = diámetro del perno en mm

t = espesor efectivo en mm

Para valores de k_1 , k_2 y k_3 véanse las Tablas 7.7 y 7.8

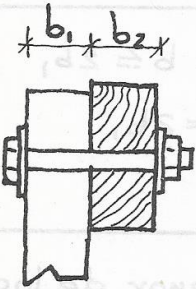
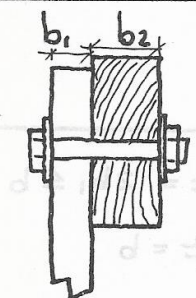
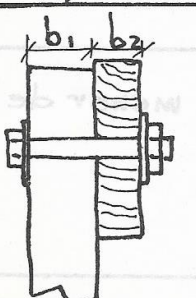
	$b_1 = b_2$ calcular P_6 para $t = b_1 = b_2$
	$b_1 < b_2$ capacidad igual al menor de los siguientes valores: $P_5/2$ con P_5 calculado para $t = 2b_1$ $P_6/2$ con P_6 calculado para $t = b_2$
	$b_1 > b_2$ capacidad igual al menor de los siguientes valores: $P_5/2$ con P_5 calculado para $t = b_1$ $P_6/2$ con P_6 calculado para $t = 2b_2$

FIGURA 12.7 Reglas para determinar la capacidad de uniones con pernos de dos piezas con ejes perpendiculares (condición húmeda)

según las NTC se resume en la figura 12.8 para dos situaciones típicas. Como en los casos anteriores deberán hacerse los ajustes oportunos según las condiciones de uso. En el ejemplo 12.14 se ilustra la determinación de la capacidad de una unión de tres miembros cuyos ejes forman un ángulo de 45° .

Ejemplo 12.14.- Capacidad de una unión de tres miembros con los miembros laterales a 45° respecto al miembro central. Al calcular la capacidad según el miembro horizontal se utilizó como espesor efectivo el doble del espesor de una de las piezas laterales, respetando la restricción dada en las reglas de la figura 12.6.

12.4 DETALLES DE UNION TÍPICOS

Los clavos y los pernos, combinados en algunos casos con placas metálicas o accesorios diversos como los mencionados en la sección 7.8, se emplean para resolver una gran diversidad de problemas de unión. Las piezas metálicas que intervienen en los detalles de conexión requeridos se dimensionan de acuerdo con los principios del diseño de las estructuras metálicas.

Se describen a continuación, de manera cuantitativa, algunas conexiones típicas. En las referencias 12.8 y 12.9 pueden encontrarse abundantes sugerencias sobre otros detalles de unión usuales.

12.4.1 Conexiones entre vigas y muros de mampostería o concreto

En las conexiones entre mampostería y vigas de madera es recomendable evitar el contacto directo entre los dos materiales para eliminar problemas de humedad que puedan propiciar la pudrición. Esto puede lograrse apoyando las vigas sobre placas de acero o de otros materiales apropiados y conservando una holgura mínima de 25 mm entre los costados, el extremo y la cara superior, cuando la viga penetra en un muro que continúa a niveles superiores. También se puede recurrir a láminas de materiales aislantes como el polietileno. El uso de maderas tratadas con preservador es desde luego ventajoso.

En la figura 12.9 se muestran dos detalles típicos. Cuando las vigas se apoyan sobre su lecho inferior, como sucede en este caso, es necesario diseñar los apoyos de manera que se cuente con resistencia a posibles fuerzas horizontales o de levantamiento. Además debe proporcionarse estabilidad frente a la tendencia al volteo. Esto puede conseguirse con cuñas, como en el detalle (c) o con algún dispositivo a base de

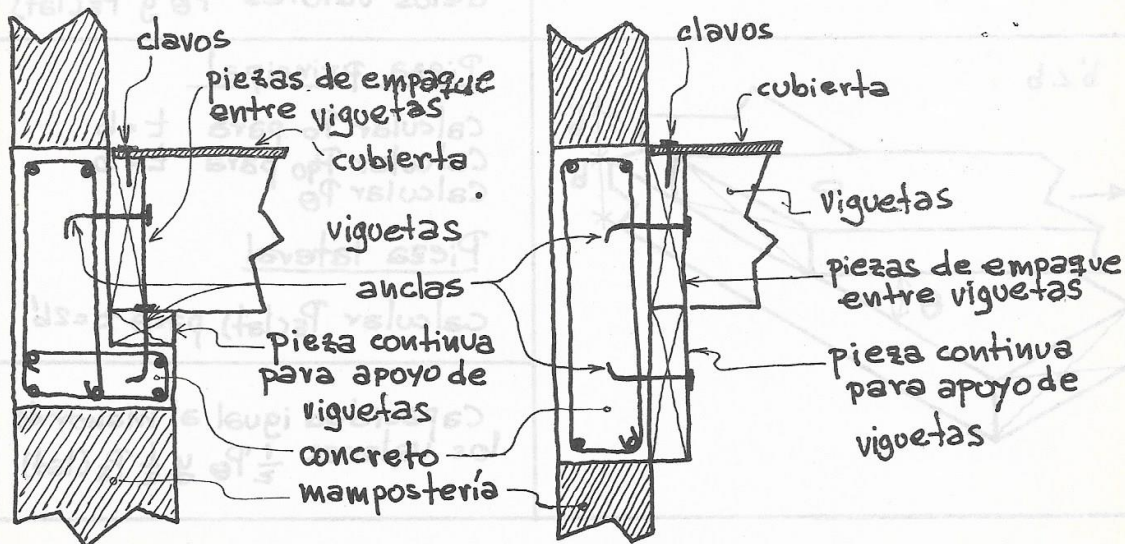


FIGURA 12.10 Conexión entre diafragmas y muros de mampostería

FORMULA DE HANKINSON

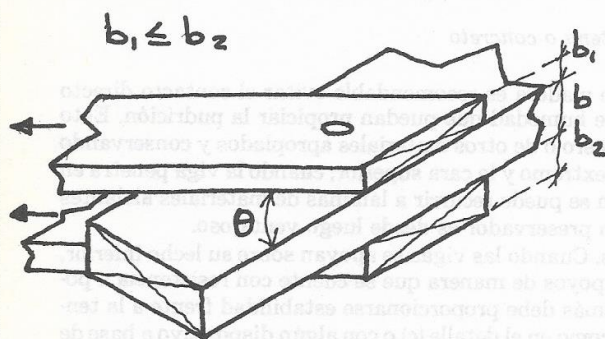
$$P_{\theta} = \frac{P_0}{1 + \left(\frac{P_0}{P_{90}} - 1 \right) \sin^2 \theta} \quad (7.7) \quad (\text{Fig 7.17})$$

P_{θ} = capacidad para ángulo θ

$P_0 = P_5$ = capacidad para piezas con ejes colineales

$P_{90} = P_6$ = capacidad para piezas con ejes perpendiculares

(Para cálculo de P_5 y P_6 , véase la Fig 12.6)

Pieza central

Calcular P_0 para $t = b \leq 2b_1$

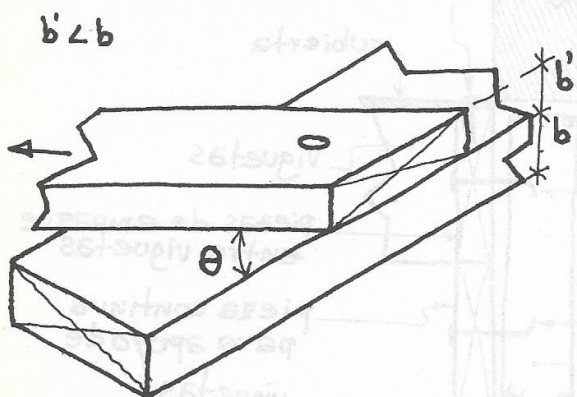
Calcular P_{90} para $t = b \leq 2b_1$

Calcular P_{θ}

Piezas laterales inclinadas

Calcular $P_5(\text{lat})$ para $t = 2b_1$

Capacidad igual al menor de los valores P_{θ} y $P_5(\text{lat})$

Pieza principal

Calcular P_0 para $t = b$

Calcular P_{90} para $t = b$

Calcular P_{θ}

Pieza lateral

Calcular $P_5(\text{lat})$ para $t = 2b'$

Capacidad igual al menor de los valores $\frac{1}{2} P_{\theta}$ y $\frac{1}{2} P_5(\text{lat})$

FIGURA 12.8 Recomendaciones NTC sobre uniones con pernos de miembros con ejes formando un ángulo θ (Inciso III de la sección 7.5.2) (condición húmeda y carga permanente)

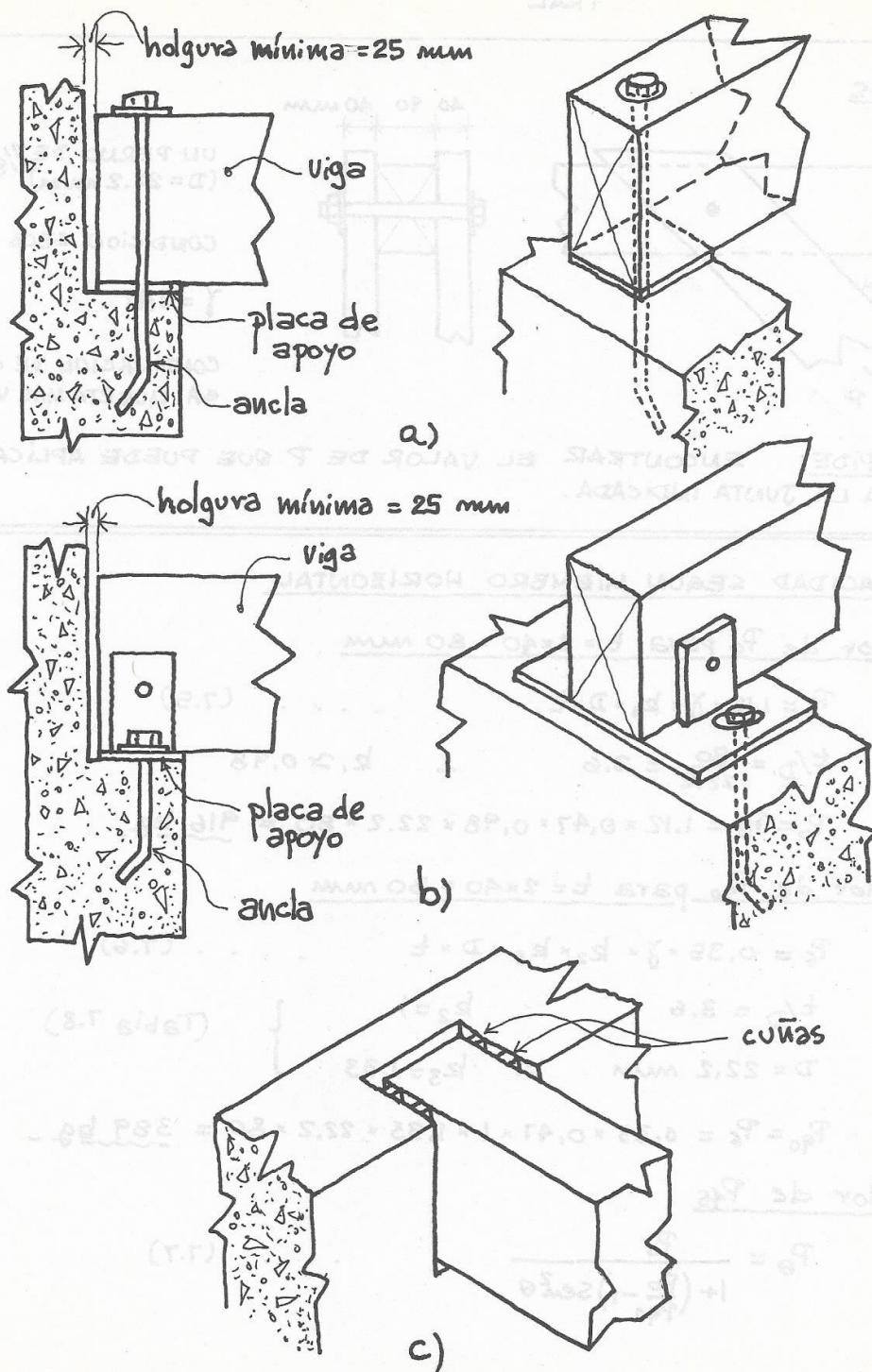
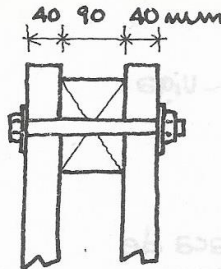
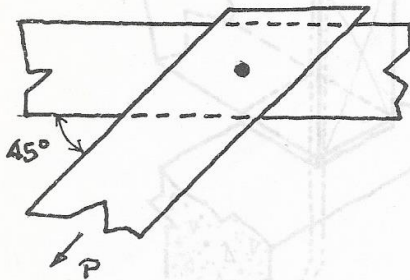


FIGURA 12.9 Apoyos de vigas sobre mampostería o concreto

EJEMPLO (12.14)UNION DE TRES PIEZAS CON LAS PIEZAS
LATERALES A 45° RESPECTO A LA PIEZA CEN-
TRAL**DATOS**UN PERNO DE 7/8 pulg
($D = 22.2 \text{ mm}$)

CONDICION SECA

$$\gamma = 0.47$$

COMBINACION DE CAR-
GA: MUERTA MAS VIVASE PIDE: ENCONTRAR EL VALOR DE P QUE PUEDE APLICAR-
SE A LA JUNTA INDICADA.CAPACIDAD SEGUN MIEMBRO HORIZONTALValor de P_0 para $t = 2 \times 40 = 80 \text{ mm}$

$$P_5 = 1.12 \times \gamma \times k_1 \times D \times t \quad \dots \dots (7.5)$$

$$t/D = \frac{80}{22.2} = 3.6 \quad \therefore k_1 \approx 0.98$$

$$P_0 = P_5 = 1.12 \times 0.47 \times 0.98 \times 22.2 \times 80 = \underline{916 \text{ kg}}$$

Valor de P_{90} para $t = 2 \times 40 = 80 \text{ mm}$

$$P_6 = 0.35 \times \gamma \times k_2 \times k_3 \times D \times t \quad \dots \dots (7.6)$$

$$\left. \begin{array}{l} t/D = 3.6 \quad \therefore k_2 = 1 \\ D = 22.2 \text{ mm} \quad \therefore k_3 = 1.33 \end{array} \right\} \text{ (Tabla 7.8)}$$

$$P_{90} = P_6 = 0.35 \times 0.47 \times 1 \times 1.33 \times 22.2 \times 80 = \underline{389 \text{ kg}}$$

Valor de P_{45}

$$P_{\theta} = \frac{P_0}{1 + \left(\frac{P_0}{P_{90}} - 1 \right) \sec^2 \theta} \quad \dots \dots (7.7)$$

EJEMPLO

(12.14)

(Continuación)

2

$$P_{4s} = \frac{946}{1 + \left(\frac{946}{389} - 1\right) \sec^2 45^\circ} = \underline{551 \text{ kg}}$$

Incrementos

- a) Por condición seca: 40% (sección 7.2)
 b) Por combinación de carga muerta más viva y ser
 $t/D = 3.6 < 6$: 15% (Tabla 7.1)

Capacidad según miembro horizontal

$$P'_{4s} = (1 + 0.40 + 0.15) 551 = \underline{854 \text{ kg}}$$

CAPACIDAD SEGUN MIEMBRO INCLINADO

$$P_s = 1.12 \times f \times R_1 \times D \times t \quad \dots \dots (7.5)$$

$$t = 2 \times 40 = 80 \text{ mm}$$

$$t/D = \frac{80}{22.2} = 3.6 \quad \therefore k_1 \approx 0.96 \quad (\text{Tabla 7.7})$$

$$P_s = 1.12 \times 0.47 \times 0.96 \times 22.2 \times 80 = \underline{897 \text{ kg}}$$

Incrementos

Iguals que para la capacidad según miembro horizontal.

Capacidad según miembro inclinado

$$P'_s = (1 + 0.40 + 0.15) 897 = \underline{1390 \text{ kg}} > 854 \text{ kg}$$

CAPACIDAD JUNTA

Rige capacidad según miembro horizontal

$$\therefore$$

$$P = 854 \text{ kg}$$

placas o ángulos metálicos. La conexión (a) es apropiada para vigas cuyas reacciones son relativamente pequeñas. Para vigas de cierta importancia conviene recurrir a detalles como los de la conexión (b).

Cuando se requiere que los pisos o los techos de una estructura actúen como diafragmas es esencial diseñar con cuidado los detalles de unión con los muros para garantizar que la transmisión de fuerzas sea adecuada. En la figura 12.10 se muestran esquemáticamente dos alternativas posibles para la conexión

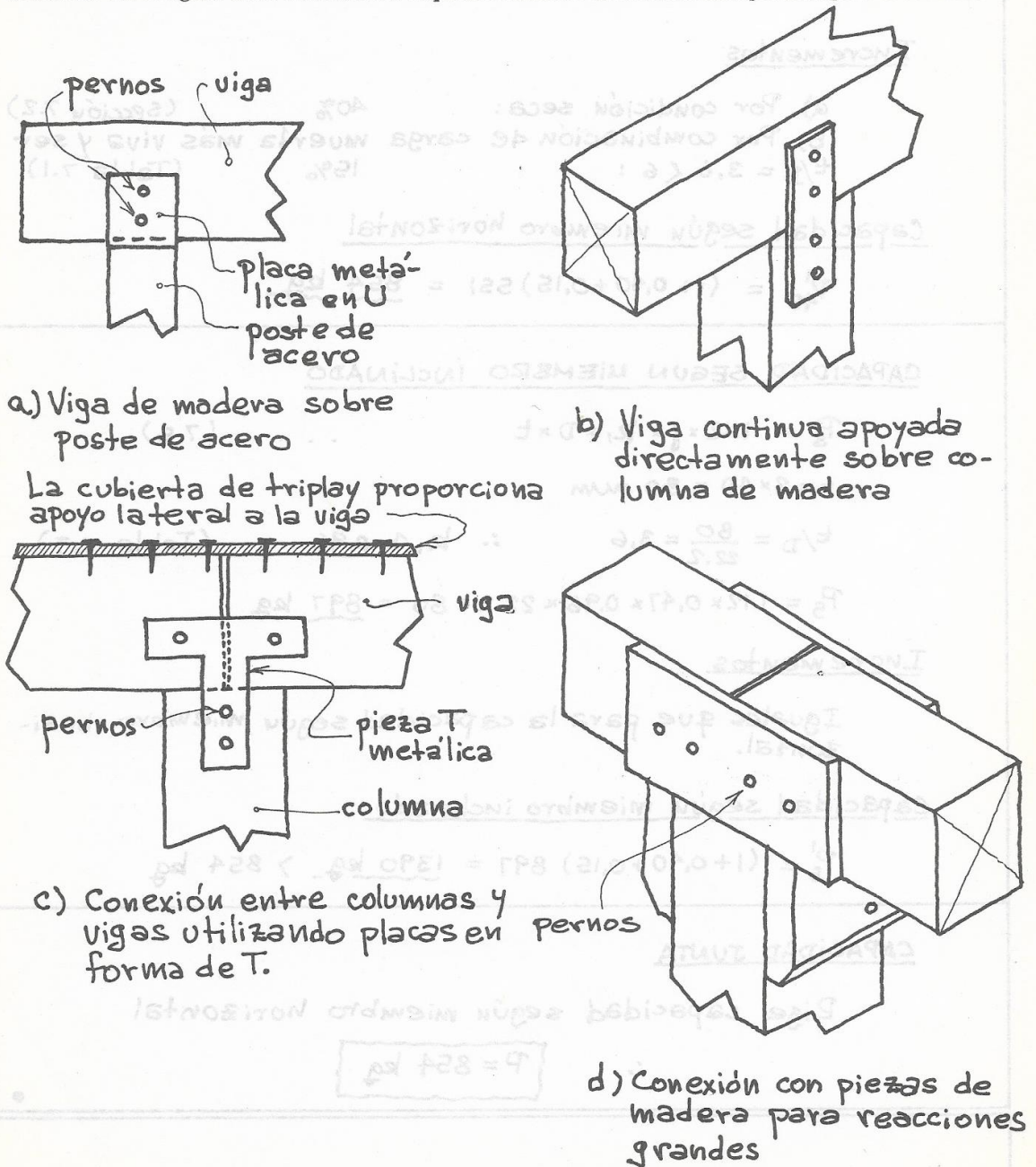


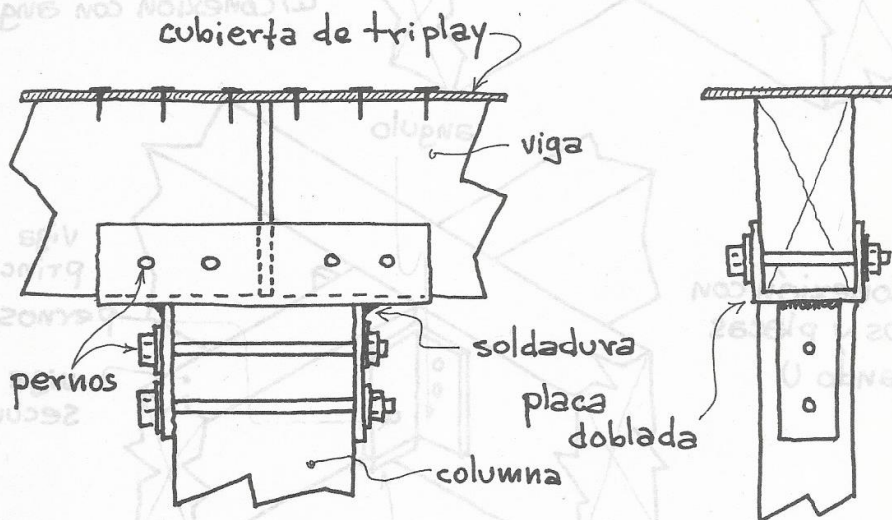
FIGURA 12.11-A Conexiones entre vigas y columnas

entre sistemas de piso de largueros de madera y muros de mampostería. Detalles semejantes deben utilizarse también cuando los muros son de madera. Para un tratamiento amplio del tema consúltense las referencias 12.5 y 12.13.

12.4.2 Conexiones entre vigas y columnas

En la figura 12.11 se ilustran diversos tipos de uniones entre columnas y vigas. Debe garantizarse siempre la estabilidad lateral, lo que con frecuencia se puede lograr con la cubierta del sistema de piso o techo, como puede apreciarse en el detalle (c).

En el detalle (a) se sugiere un apoyo de una viga sobre un poste de acero, que puede consistir en un perfil laminado o en una sección en cajón formada por dos canales. La parte horizontal de la placa doblada en



e) Conexión con placa metálica doblada en U para reacciones grandes



f) Conexión de viga con columna continua

FIGURA 12.11-B Conexiones entre vigas y columnas

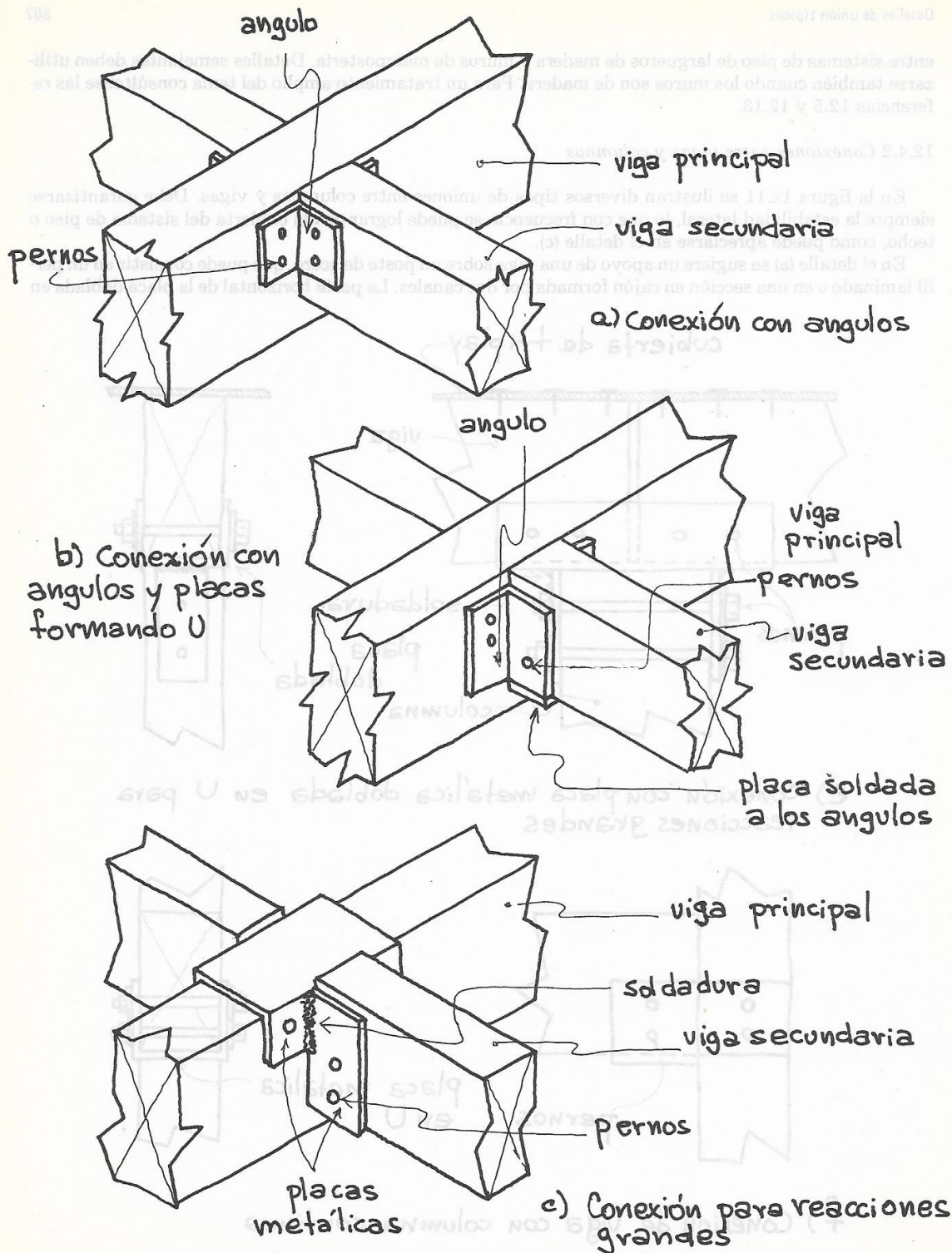
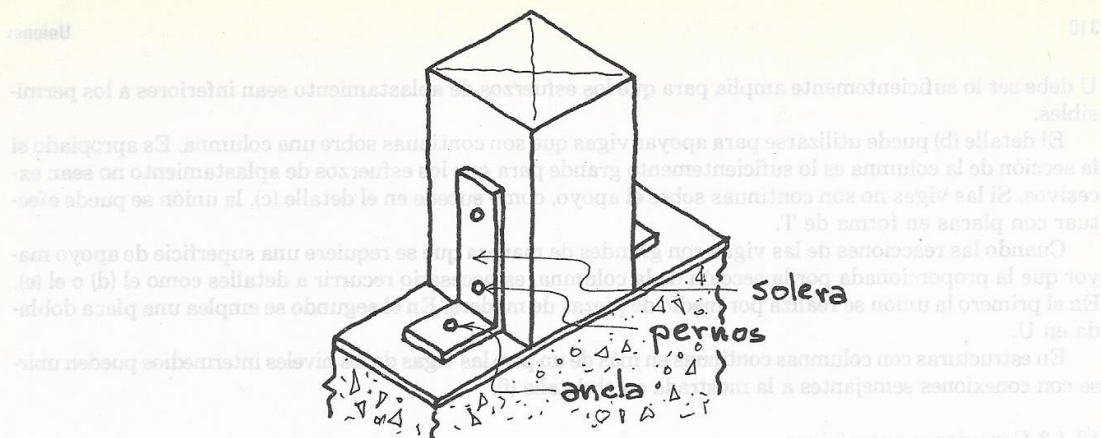
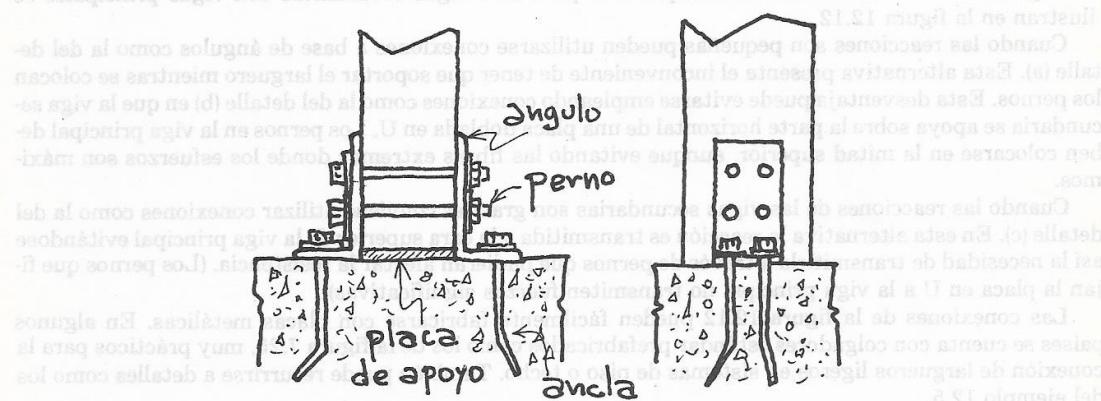


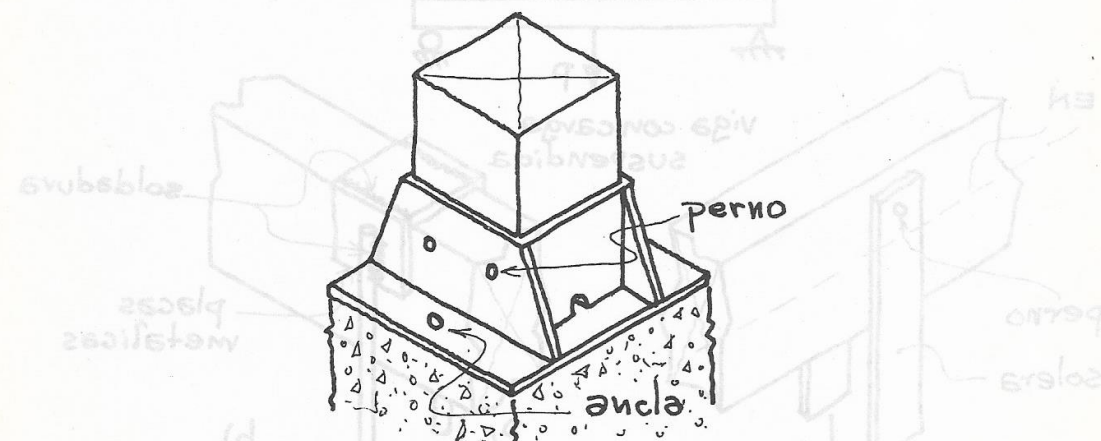
FIGURA 12.12 Conexiones entre vigas



a) Conexión con solera y pernos



b) Conexión con ángulos



c) Conexión con placas soldadas

FIGURA 12.13 Conexiones entre columnas y cimientos

U debe ser lo suficientemente amplia para que los esfuerzos de aplastamiento sean inferiores a los permisibles.

El detalle (b) puede utilizarse para apoyar vigas que son continuas sobre una columna. Es apropiado si la sección de la columna es lo suficientemente grande para que los esfuerzos de aplastamiento no sean excesivos. Si las vigas no son continuas sobre el apoyo, como sucede en el detalle (c), la unión se puede efectuar con placas en forma de T.

Cuando las reacciones de las vigas son grandes de manera que se requiere una superficie de apoyo mayor que la proporcionada por la sección de la columna, es necesario recurrir a detalles como el (d) o el (e). En el primero la unión se realiza por medio de piezas de madera. En el segundo se emplea una placa doblada en U.

En estructuras con columnas continuas en más de un piso las vigas de los niveles intermedios pueden unirse con conexiones semejantes a la mostrada en el detalle (f).

12.4.3 Conexiones entre vigas

Algunos de los muchos métodos disponibles para unir vigas secundarias con vigas principales se ilustran en la figura 12.12.

Cuando las reacciones son pequeñas pueden utilizarse conexiones a base de ángulos como la del detalle (a). Esta alternativa presenta el inconveniente de tener que soportar el larguero mientras se colocan los pernos. Esta desventaja puede evitarse empleando conexiones como la del detalle (b) en que la viga secundaria se apoya sobre la parte horizontal de una placa doblada en U. Los pernos en la viga principal deben colocarse en la mitad superior, aunque evitando las fibras extremas donde los esfuerzos son máximos.

Cuando las reacciones de las vigas secundarias son grandes conviene utilizar conexiones como la del detalle (c). En esta alternativa la reacción es transmitida a la cara superior de la viga principal evitándose así la necesidad de transmitirla a través de pernos que pudieran afectar la resistencia. (Los pernos que fijan la placa en U a la viga principal no transmiten fuerzas significativas).

Las conexiones de la figura 12.12 pueden fácilmente fabricarse con placas metálicas. En algunos países se cuenta con colgadores estándar prefabricados como los de la figura 7.25, muy prácticos para la conexión de largueros ligeros en sistemas de piso o techo. También puede recurrirse a detalles como los del ejemplo 12.5.

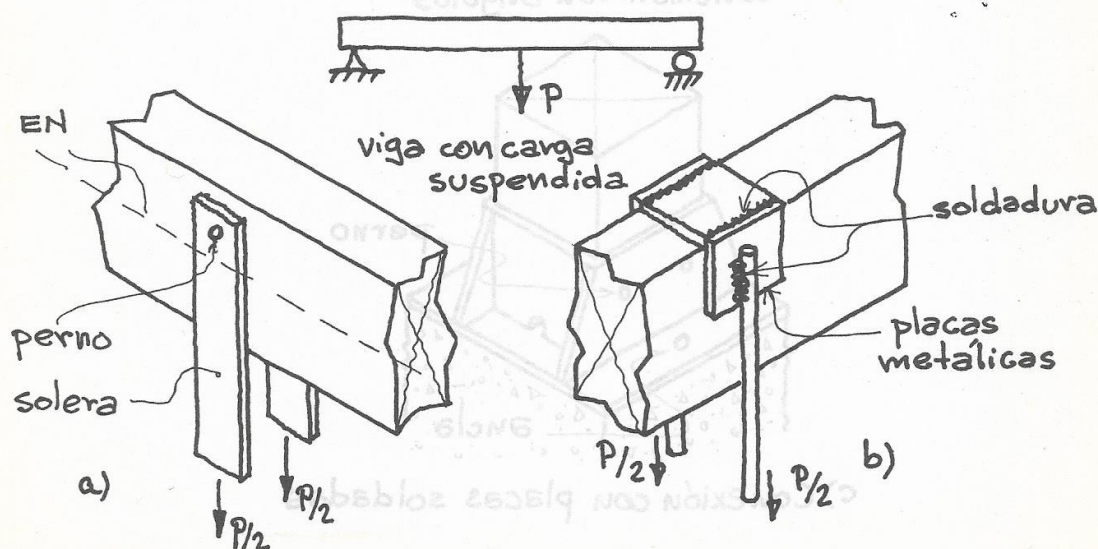


FIGURA 12.14 Detalles para cargas suspendidas

12.4.4. Conexiones entre columnas y cimientos

Un aspecto a cuidar en el diseño de los apoyos de columnas de madera sobre sus cimientos, es la protección contra el riesgo de acumulación de agua en la base con detalles que aseguren un drenaje eficiente. Cuando la columna descansa sobre mampostería o concreto conviene apoyarla sobre una placa metálica.

En la figura 12.13 se muestran tres conexiones usuales. La del detalle (a) es apropiada para postes ligeros. La unión se realiza con tiras de solera relativamente delgadas.

Suele ser deseable contar con restricción al giro. Por desgracia esto no es fácil de lograr en columnas de madera. Los detalles (b) y (c) son dos alternativas factibles que proporcionan cierto grado de restricción. También es posible empotrar la columna en mampostería o concreto. Sin embargo esto sólo es recomendable si se protege la madera contra la humedad adecuadamente.

12.4.5 Cargas suspendidas de vigas

A veces es necesario colgar una carga de una viga. Si la carga no es muy grande puede utilizarse un detalle como el (a) de la figura 12.14, siempre que los pernos queden encima del eje neutro de la viga; es recomendable evitar hacer perforaciones en la zona de tensión. Para cargas pesadas es preferible usar detalles como el (b), en el que no se requiere perforación alguna.

12.4.6 Articulación para arco

Los apoyos de la mayoría de los arcos de madera están articulados. Son parecidos a los utilizados en estructuras de acero. En la figura 12.15 se muestra un diseño típico.

REFERENCIAS

12. 1 G. Gurfinkel, "Wood Engineering", *Southern Forest Products Association*, Nueva Orleans, 1973.
12. 2 H. J. Hansen, "Diseño moderno de estructuras de madera", *CECSA*, México, D.F., 1961.
12. 3 H. Parker, "Diseño simplificado de estructuras de madera", *Limusa*, México, D.F., 1975.
12. 4 R. J. Hoyle, "Wood Technology in the Design of Structures", 4a. edición, *Mountain Press Publishing Co.*, Missoula, Montana, 1978.
12. 5 D. E. Breyer, "Design of Wood Structures", *McGraw-Hill*, Nueva York, 1980.
12. 6 American Institute of Timber Construction, "Timber Construction Manual", 2a. edición, *Wiley*, Nueva York, 1974.
12. 7 E. C. Ozelton y J. A. Baird, "Timber Designers' Manual", *Crosby Lockwood Staples*, Londres, 1976.

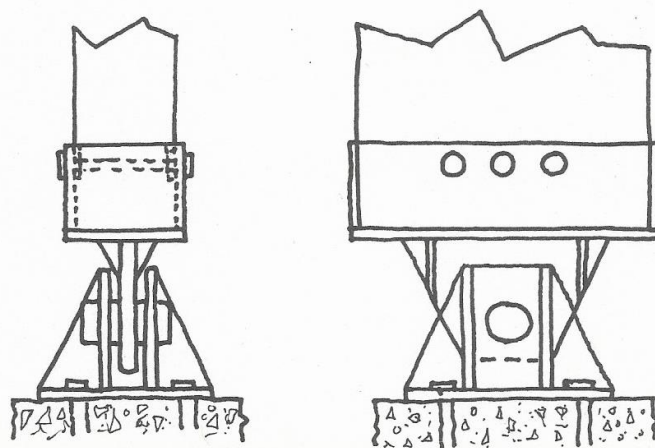


FIGURA 12.15 Articulación para apoyo de arco

- 12.8 "Timber Design Manual", *Laminated Timber Institute of Canada*, Don Mills, Ontario, 1980.
- 12.9 "National Design Specification for Wood Construction", *National Forest Products Association*, Washington, 1977.
- 12.10 Timber Engineering Co., "Timber Design and Engineering Handbook", *McGraw-Hill*, Nueva York, 1956.
- 12.11 N. S. Perkins, "Plywood", *Douglas Fir Plywood Association*, Tacoma, Washington, 1962.
- 12.12 "Mechanical Fasteners for structural timberwork", TRADA Wood Information Sheet, *Timber Research and Development Association*, High Wycombe, Inglaterra, diciembre 1979.
- 12.13 D. J. Dowrick, "Earthquake resistant design", *Wiley*, Chichester, Inglaterra, 1977.

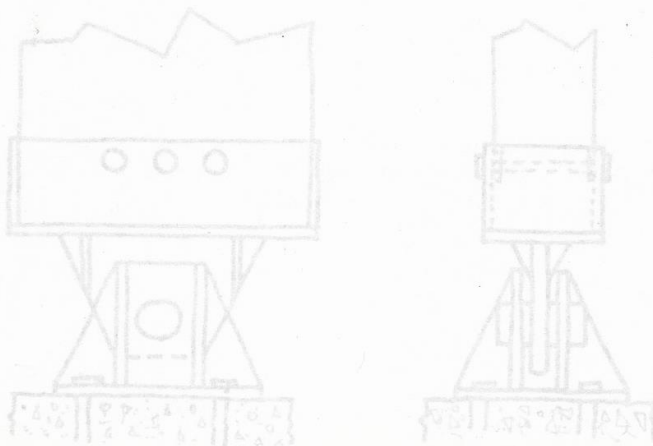


Figura 12.13 Articulación para apoyo de arco

13. Armaduras

13.1 CONSIDERACIONES GENERALES

La armadura es una de las formas estructurales en que las propiedades particulares de la madera pueden aprovecharse con mayor ventaja: los miembros de una armadura están sujetos esencialmente a fuerzas axiales y, en algunos casos, a momentos flexionantes, acciones que la madera resiste con eficiencia.

El bajo costo de las armaduras de madera así como su configuración, apropiada para facilitar el desagüe y para evitar cargas excesivas debidas a nieve, han hecho que en muchos países sean el sistema estructural preferido para techar viviendas de uno o dos pisos.

Puesto que las armaduras de madera resultan económicas para claros de cierta importancia, además de ser relativamente sencillas de fabricar y montar, pueden ser convenientes para naves industriales, talleres y otros edificios semejantes. Pueden construirse con una gran variedad de configuraciones según los requisitos estéticos y funcionales de cada caso.

En la sección 3.8 pudo apreciarse la importancia que tuvieron las armaduras de madera en la construcción de puentes hasta bien entrado el siglo XIX. En la actualidad en países donde abunda la madera, como el Canadá, los Estados Unidos y la Unión Soviética, todavía se recurre a ellas con alguna frecuencia. Ha contribuido a que el sistema sea competitivo, el desarrollo de los conectores y de la técnica de la madera laminada (13.9).

En este capítulo se describen los principales tipos de armaduras y se hacen algunas consideraciones introductorias sobre su diseño. Para mayor información puede consultarse el capítulo 21 de la referencia 13.1, el capítulo 11 de la referencia 13.2, el capítulo 7 de la referencia 13.3 y los capítulos 17 y 18 de la referencia 13.4. Los manuales de las referencias 13.5-13.8 proporcionan datos y ayudas de diseño útiles. La referencia 13.10 es una introducción sencilla al diseño de armaduras en general. Para información sobre series de armaduras estándar consúltense las referencias 13.11 a 13.15.

13.2 TIPOS Y CARACTERÍSTICAS GENERALES

La función de una armadura consiste en transferir a los apoyos, de la manera más eficiente posible, las cargas que deba soportar. Esto se logra cuando la configuración de la armadura se acerca a la forma del diagrama de momentos flexionantes o de la línea de presiones correspondiente al sistema de cargas considerado. En la Fig. 13.1 se muestran tres situaciones ideales. En los tres casos las cargas pueden transmitirse a los apoyos sin que se requieran miembros en el alma. Sin embargo en la práctica rara vez existe simetría de cargas, por lo que es necesario unir las cuerdas superior e inferior con un sistema de miembros triangulados que proporcionen la resistencia y rigidez adecuadas.

La configuración de las armaduras depende no solamente de la eficiencia estructural: influyen también requisitos funcionales y constructivos. Así deben tenerse en cuenta aspectos tales como la clase de material de techado (tejas, láminas, etc.), el sistema de desagüe y los materiales y mano de obra disponibles para la fabricación de los miembros. En los incisos siguientes se describen los principales tipos de armaduras utilizados en la práctica que ilustran diversas formas en que pueden conciliarse todos estos aspectos.

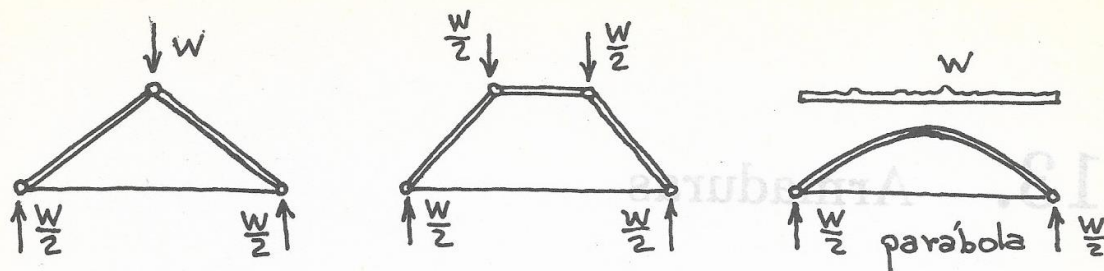


Figura 13.1 Armaduras idealizadas

13.2.1 Tipos básicos

De acuerdo con su forma la mayor parte de las armaduras de madera puede clasificarse según los siguientes tres tipos básicos:

- De cuerda superior curva ("bow-string")
- De dos aguas (triangulares)
- De cuerdas paralelas (planas)

En la Fig. 13.2 se muestran los tres tipos junto con los claros y las relaciones de peralte a claro para los cuales suelen resultar más económicos. Para carga uniforme el tipo más eficiente es el "bow-string" cuya configuración se acerca a la de una parábola, que es la forma de la línea de presiones correspondiente. El tipo básico menos eficiente desde un punto de vista estructural es la armadura de cuerdas paralelas. Sin embargo, puede ser conveniente cuando es necesario soportar techos planos o pisos con claros grandes. En general la economía de las armaduras aumenta con el peralte, dentro de los límites de la relación entre peralte y claro dados en la Fig. 13.2. Los miembros del alma pueden disponerse de diversas maneras, como se podrá apreciar en secciones posteriores en las que se describen las diversas alternativas posibles con mayor detalle.

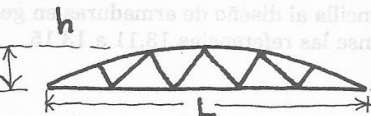
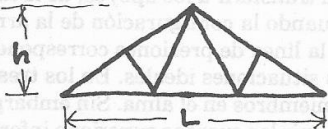
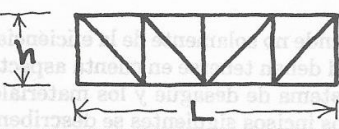
TIPO	FORMA	h/L	CLAROS USUALES (m)
CUERDA SUPERIOR EN ARCO DE CÍRCULO ("BOWSTRING")		$\frac{1}{6} - \frac{1}{10}$	15-60
DOS AGUAS (TRIANGULAR)		$\frac{1}{6}$ (mín)	10-20
CUERDAS PARALELAS (PLANA)		$\frac{1}{6} - \frac{1}{10}$	15-45

Figura 13.2 Tipos básicos de armaduras

13.2.2 Tipos de miembros y juntas

Los miembros de las armaduras de madera pueden fabricarse de madera maciza o de madera laminada. A veces se utilizan barras de acero para los miembros sujetos a tensión en los que no existe peligro de que alguna combinación de acciones externas llegue a ocasionar compresión. En la Fig. 13.3 se ilustra una armadura con barras de acero. Se incluye también un detalle de una junta típica de una armadura de esta clase. Como puede observarse los miembros del alma sometidos a compresión se apoyan en muescas practicadas en las cuerdas.

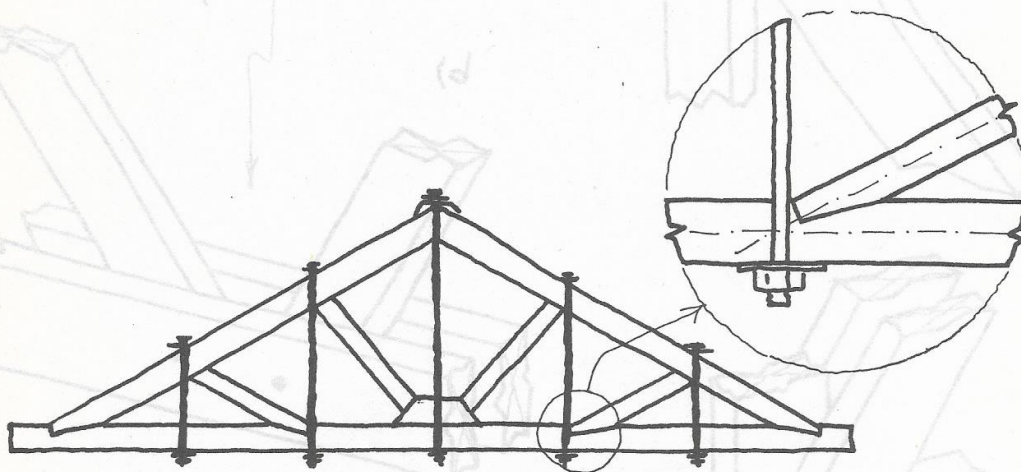


Figura 13.3 Armadura con barras de tensión de acero

Los miembros pueden estar formados por una sola pieza de manera que todos los miembros se encuentran en un plano o por combinaciones de varias piezas que quedan en planos diferentes. Las juntas de las armaduras con miembros de una sola pieza son relativamente sencillas. Pueden hacerse con placas de triplay, láminas o placas de acero como se puede apreciar en las Figs. 10.13 y 13.4-a. El recurrir a miembros de dos piezas ofrece la ventaja de poder resistir fuerzas grandes con piezas de dimensiones relativamente pequeñas. Si las cuerdas son de dos piezas los miembros del alma pueden introducirse entre las de las cuerdas como en los detalles de las Figs. 13.4-b y 13.4-c. La unión puede efectuarse con pernos o conectores sin necesidad de placas. Si se usan placas metálicas colocadas entre las piezas de una cuerda doble pueden lograrse uniones de gran limpieza como la de la Fig. 13.4-d.

En general se procura diseñar las juntas de manera que los ejes de las piezas unidas se corten en un punto como en las Figs. 13.4-c y 13.4-d. Sin embargo, a veces resulta conveniente utilizar detalles como el de la Fig. 13.4-b. En tal caso es necesario tener en cuenta el efecto de la excentricidad sobre los miembros unidos.

La elección del elemento de unión más apropiado para formar las juntas de una armadura depende en gran parte de las características de los miembros unidos.

Los clavos pueden utilizarse en armaduras ligeras el espesor de cuyos miembros no excede de cinco cm. Si alguno de los miembros está integrado por dos o más piezas, como en la junta de la Fig. 13.5-a, los clavos se pueden utilizar solos, sin necesidad de placa de unión. Este tipo de unión se ha utilizado en la India para armaduras estándar de claros pequeños y medianos (13.13 y 13.14), que pueden fabricarse aprovechando piezas de poca longitud y espesor reducido. En la Universidad Autónoma Metropolitana, México, D.F., se han desarrollado unas armaduras semejantes (13.27). Si los miembros de las armaduras están en un plano los clavos pueden utilizarse en combinación con placas de triplay (Fig. 13.5-b) o de lámina. Véanse las referencias 13.11 y 13.15 para diseños de armaduras estándar con juntas de esta clase.

En armaduras de claros pequeños con sus miembros en un plano es posible formar las juntas con placas de triplay pegadas con cola. Este tipo de unión proporciona gran rigidez. Es frecuente que la cola se use en combinación con clavos cuya función esencial es proporcionar presión para el pegado. Al dimen-

placa de unión a
ambos lados

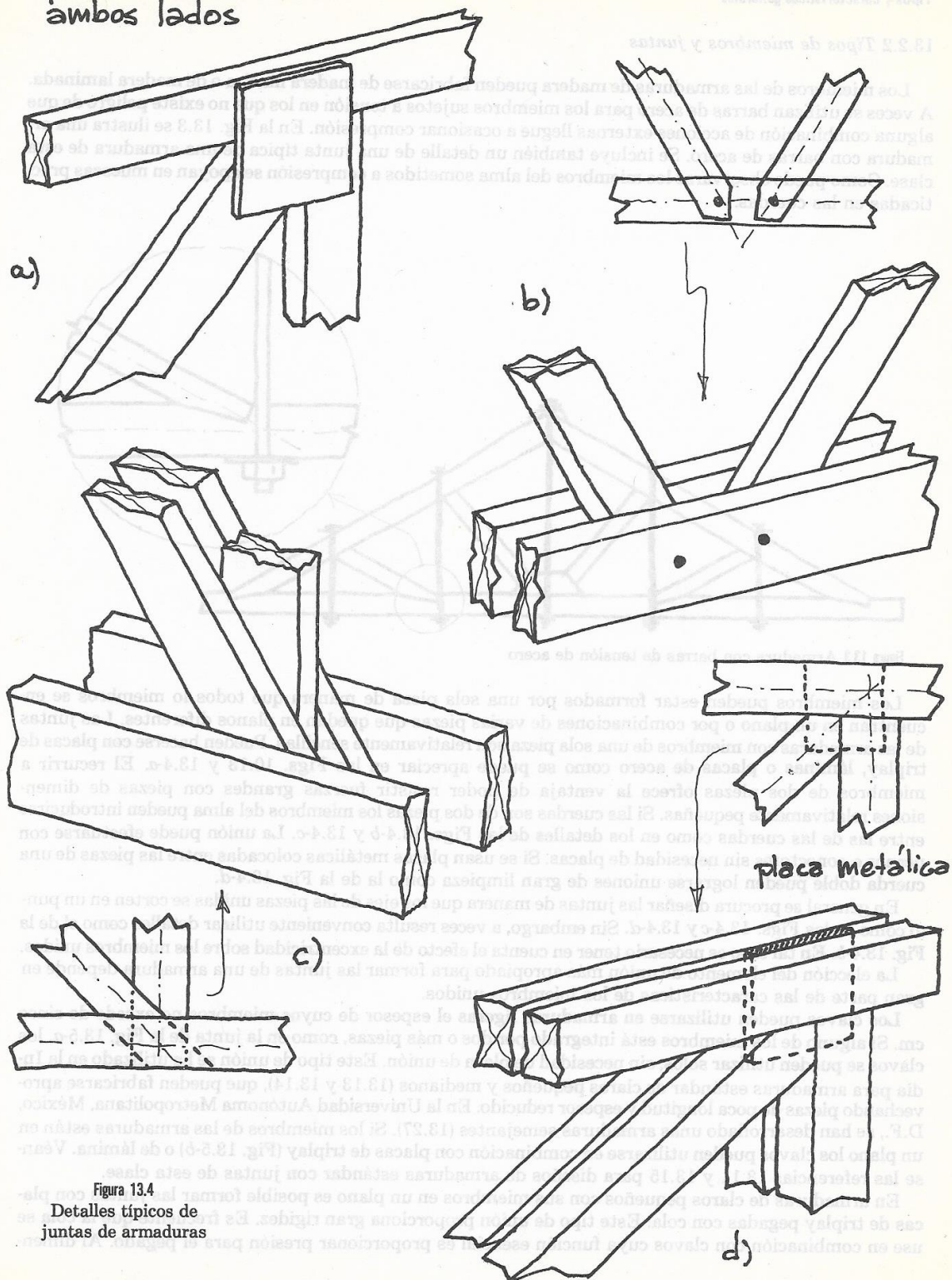


Figura 13.4
Detalles típicos de
juntas de armaduras

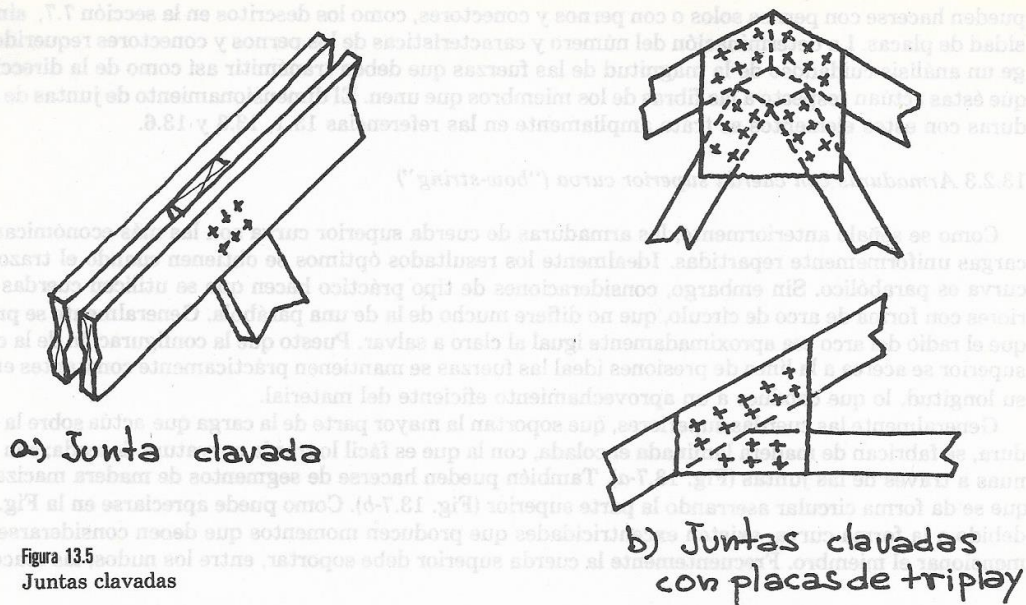


Figura 13.5
Juntas clavadas

sionar este tipo de juntas debe tenerse en cuenta que no es correcto sumar la contribución a la resistencia del pegamento y de los clavos ya que éstos sólo podrán actuar cuando haya fallado el pegamento. El dimensionamiento de juntas con piezas de triplay pegado se trata en la referencia 13.21.

El elemento de unión más comúnmente empleado en armaduras ligeras es la placa metálica con salientes (Fig. 7.20). En la Fig. 13.6 se muestra una armadura de esta clase y en la referencia 13.12 puede encontrarse información detallada sobre diseños estándar. El sistema está indicado para la fabricación en serie de armaduras estándar en cantidad suficiente para justificar la adquisición de las prensas requeridas para fijar las placas.

En armaduras con miembros de dimensiones importantes contenidos en un plano único es eficiente el uso de placas de acero, como en las Figs. 13.4-a y 13.4-d combinadas con pernos. Si los miembros están formados por varias piezas situadas en planos diferentes como en las Figs. 13.4-b y 13.4-c las uniones

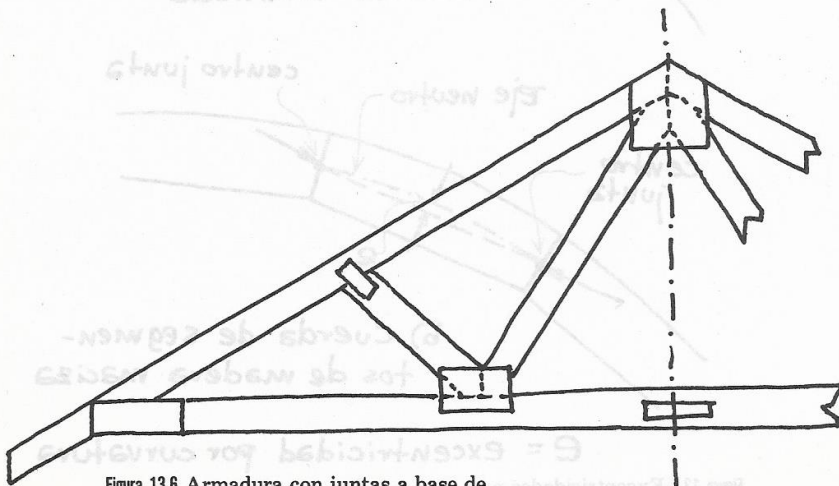


Figura 13.6 Armadura con juntas a base de placas con salientes

pueden hacerse con pernos solos o con pernos y conectores, como los descritos en la sección 7.7, sin necesidad de placas. La determinación del número y características de los pernos y conectores requeridos exige un análisis cuidadoso de la magnitud de las fuerzas que deben transmitir así como de la dirección en que éstas actúan respecto a las fibras de los miembros que unen. El dimensionamiento de juntas de armaduras con estos elementos se trata ampliamente en las referencias 13.1, 13.3 y 13.6.

13.2.3 Armaduras con cuerda superior curva ("bow-string")

Como se señaló anteriormente, las armaduras de cuerda superior curva son las más económicas para cargas uniformemente repartidas. Idealmente los resultados óptimos se obtienen cuando el trazo de la curva es parabólico. Sin embargo, consideraciones de tipo práctico hacen que se utilicen cuerdas superiores con forma de arco de círculo, que no difiere mucho de la de una parábola. Generalmente se procura que el radio del arco sea aproximadamente igual al claro a salvar. Puesto que la configuración de la cuerda superior se acerca a la línea de presiones ideal las fuerzas se mantienen prácticamente constantes en toda su longitud, lo que conduce a un aprovechamiento eficiente del material.

Generalmente las cuerdas superiores, que soportan la mayor parte de la carga que actúa sobre la armadura, se fabrican de madera laminada encolada, con la que es fácil lograr la curvatura deseada; son continuas a través de las juntas (Fig. 13.7-a). También pueden hacerse de segmentos de madera maciza a los que se da forma circular aserrando la parte superior (Fig. 13.7-b). Como puede apreciarse en la Fig. 13.7, debido a la forma curva, existen excentricidades que producen momentos que deben considerarse al dimensionar el miembro. Frecuentemente la cuerda superior debe soportar, entre los nudos, las reacciones

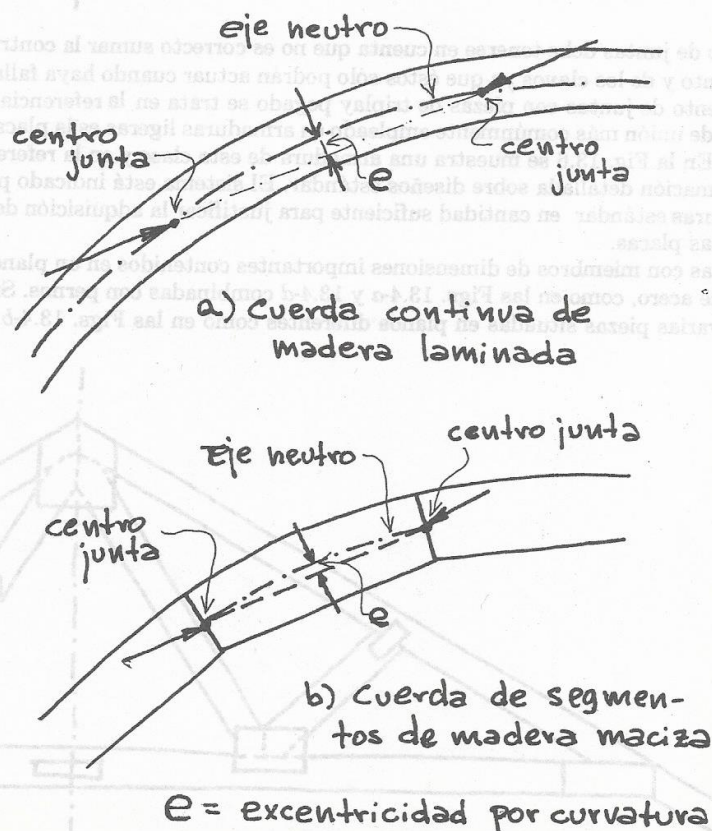


Figura 13.7 Excentricidades por curvatura

de las correas o miembros secundarios que sostienen la techumbre. Estas reacciones ocasionan momentos de sentido contrario al debido a la excentricidad por curvatura, por lo que el efecto combinado suele ser poco significativo. A veces se emplean piezas de madera maciza con ambas caras rectas, dispuestas de manera que se adapten a la configuración circular en forma aproximada. Evidentemente en tales casos no existe excentricidad y se procede como una armadura de miembros rectos. Las cuerdas inferiores están sujetas esencialmente a fuerzas axiales de tensión. Pueden actuar también fuerzas transversales que produzcan momentos. Al igual que las cuerdas superiores, suelen fabricarse de madera laminada aunque también puede emplearse madera maciza ordinaria.

Tanto la cuerda superior como la inferior pueden fabricarse de una sola pieza o de varias piezas. Si se utilizan cuerdas dobles los miembros del alma pueden introducirse entre las dos piezas de las cuerdas, como en la Fig. 13.4-b. Los momentos debidos a las excentricidades propias de este tipo de junta deben considerarse al dimensionar las cuerdas, junto con los demás efectos mencionados anteriormente. Como las fuerzas en los miembros del alma son pequeñas, estos momentos influyen poco en el tamaño de las cuerdas.

Los miembros del alma suelen ser inclinados, del tipo Warren (Fig. 13.8-a). A veces, en armaduras para claros grandes, los miembros inclinados se combinan con miembros verticales cuya finalidad principal es reducir las distancias entre nudos de las cuerdas. Esto es de particular interés en el caso de la cuerda superior, que es la que está sujeta a las condiciones de carga más severas. Así en la alternativa de la Fig. 13.8-b los miembros verticales se han colocado de manera que subdividan únicamente los tramos de la cuerda superior. Si la cuerda inferior tiene que soportar cargas transversales de importancia aplicadas entre los nudos, puede ser útil incorporar miembros verticales adicionales, como en la Fig. 13.8-c.

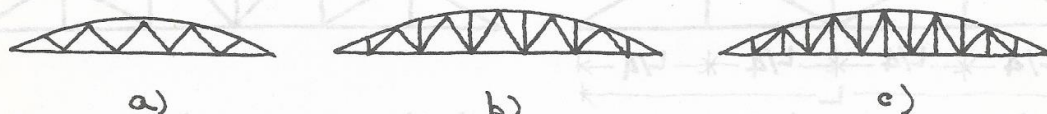


Figura 13.8 Armaduras de cuerda superior curva ("Bowstring")

Generalmente los miembros del alma se fabrican de una sola pieza, de madera maciza ordinaria aunque también es posible utilizar madera laminada encolada.

Una desventaja de las armaduras de cuerda superior curva es que los materiales de techado que pueden utilizarse con estos sistemas de techo están restringidos a materiales que se adapten fácilmente a una configuración curva.

El diseño de armaduras de cuerda superior curva se trata en las referencias 13.1, 13.5, 13.6 y 13.8.

13.2.4 Armaduras de dos aguas

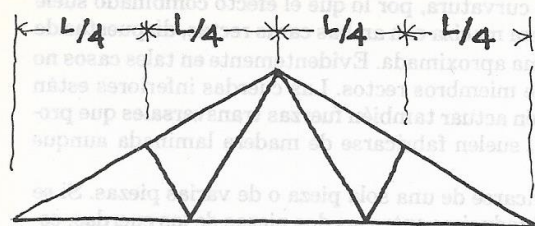
Las armaduras de dos aguas son las más comúnmente utilizadas para techar viviendas y edificios industriales por las ventajas que ofrece su forma. La inclinación de las cuerdas superiores facilita el desagüe mientras que las cuerdas inferiores horizontales proporcionan apoyo para el cielo raso o plafond, cuando éste se requiere. Por otra parte, la superficie plana de la cubierta permite el uso de cualquiera de los materiales de techado tradicionales. Además todos los miembros son rectos, con lo que se evitan los problemas de fabricación propios de las armaduras con la cuerda superior curva.

Como puede apreciarse en la Fig. 13.9 existen muchas formas de disponer los miembros del alma.

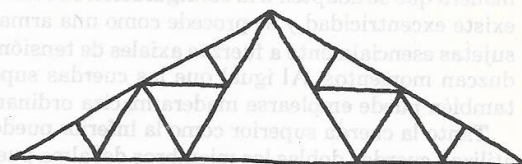
Una de las alternativas más usual para armaduras ligeras con claros inferiores a unos 12 m es la Fink, a veces denominada tipo "W" (Fig. 13.9-a). Para claros de mayor importancia, la armadura Fink adopta la configuración mostrada en la Fig. 13.9-b.

Las armaduras tipo Howe tienen sus miembros verticales sujetos a tensión. Es el tipo más conveniente cuando se desea hacer éstos con barras de acero como en la Fig. 13.3. En la Fig. 13.9-c se muestra un arreglo típico para armaduras ligeras con claros inferiores a unos 12 m. Para claros mayores se aumenta el número de paneles como en la Fig. 13.9-d, con el fin de mantener las longitudes de los miembros dentro de límites económicos.

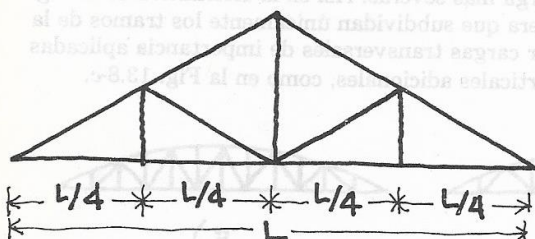
La armadura tipo "abanico" de la Fig. 13.9-c es un tipo que ha sido utilizado en Inglaterra para techar



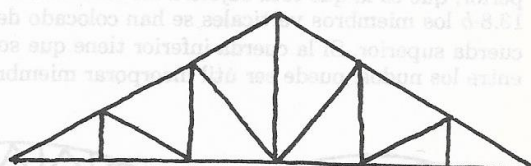
a) Fink (o tipo "W"), para claros pequeños



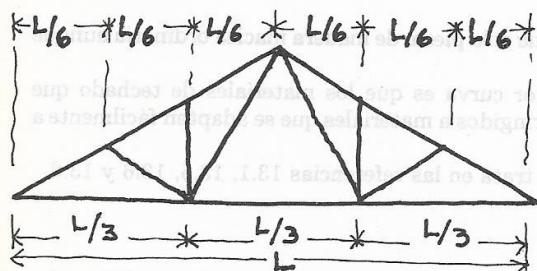
b) Fink para claros medianos y grandes



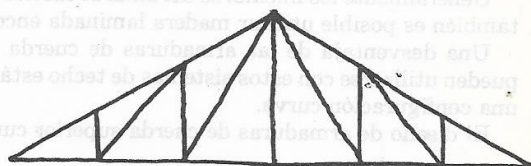
c) Howe para claros pequeños



d) Howe para claros medianos y grandes



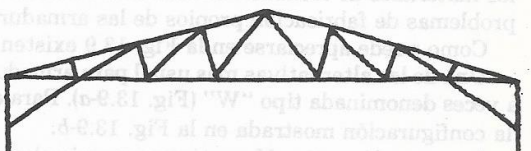
e) Tipo "abanico" ("fan") para claros pequeños



f) Pratt, para claros medianos y grandes



g) Belga para claros medianos y grandes



h) Belga rigidizada

Figura 13.9 Armaduras de dos aguas

viviendas. Una ventaja de esta alternativa es que la reducida distancia entre los nudos de la cuerda superior hace posible encontrar arreglos de las correas (los miembros perpendiculares a las armaduras que sostienen el sistema de techumbre) tales que todas caigan sobre los nudos. Se evitan así los momentos que se originan cuando las correas se apoyan entre nudos.

En la armadura Pratt ilustrada en la Fig. 13.9-f, al contrario de lo que sucede en el tipo Howe, los miembros del alma que están en tensión son los inclinados. Los miembros verticales están en compresión. Estos son más cortos que los miembros en compresión del alma de las armaduras Howe o de las armaduras tipo belga que se comentan a continuación, lo que es estructuralmente ventajoso porque los efectos de la esbeltez son menos significativos.

La armadura tipo belga ilustrada en la Fig. 13.9-g es una de las más utilizadas para claros de cierta importancia. Su principal ventaja reside en que las fuerzas en todos los miembros del alma difieren poco, lo que permite fabricarlos con dimensiones iguales o parecidas y uniformiza los detalles de las juntas. En uno de los arreglos más usuales los miembros marcados con x se hacen perpendiculares a la cuerda superior. Esto permite proporcionar un apoyo sencillo a las correas que sostienen la techumbre prolongándolos por encima de la cuerda superior (Fig. 13.10). Para proporcionar resistencia y rigidez frente a fuerzas horizontales se puede prolongar una de las piezas del alma hasta unirlas con la columna que soporta la armadura, como se indica en la Fig. 13.9-h. Pueden utilizarse detalles rigidizantes semejantes en estructuras con otros tipos de armaduras.

13.2.5 Armaduras de cuerdas paralelas

Las armaduras de cuerdas paralelas se utilizan cuando es necesario salvar un claro grande y soportar superficies planas, como sucede en los sistemas de piso y algunos sistemas de techo. Estas estructuras a veces sustituyen con ventaja a las vigas de madera laminada encolada y las vigas compuestas de triplay y madera maciza. También se han empleado con alguna frecuencia en estructuras de puentes.

Debe señalarse una desventaja de las armaduras de cuerdas paralelas. Puesto que las fuerzas en los miembros del alma son relativamente grandes en comparación con las fuerzas equivalentes en armaduras con la cuerda superior inclinada los detalles de las uniones pueden resultar complicados.

Para fines de desagüe en armaduras para techo conviene dar a la cuerda superior una pendiente en dos aguas de dos a tres por ciento. Sin embargo, al analizar la estructura la cuerda superior se suele considerar perfectamente horizontal, despreciándose las pendientes.

En la Fig. 13.11 se muestran los principales tipos de armaduras de cuerdas paralelas. El número de paneles puede variar según la importancia del claro.

En las armaduras tipo Howe (Fig. 13.11-a) las barras diagonales están sujetas a compresión. Frecuentemente se utilizan barras de acero para los miembros verticales. En tal caso se suele recurrir a detalles semejantes a los de la armadura Howe de dos aguas ilustrada en la Fig. 13.3. Las armaduras Howe son

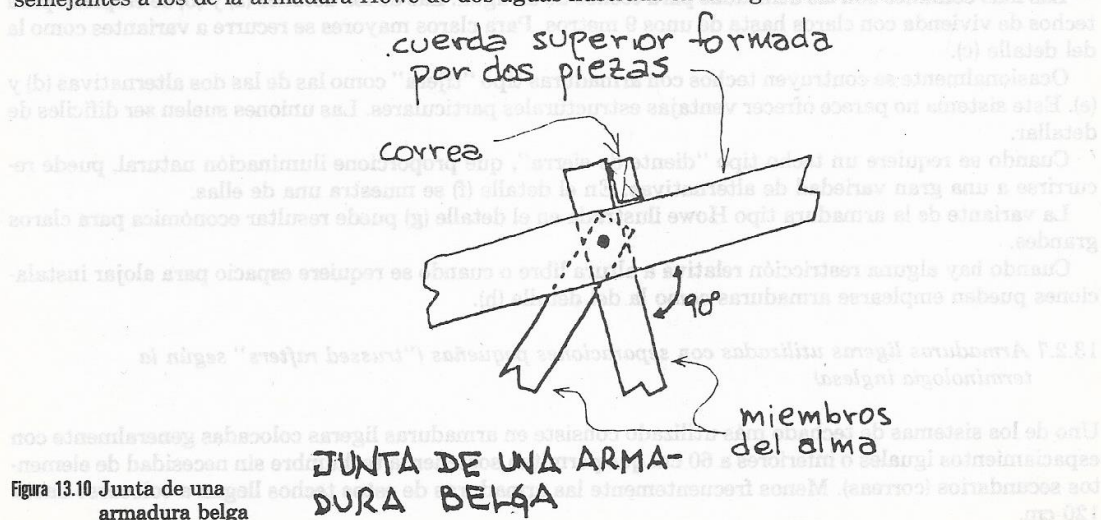
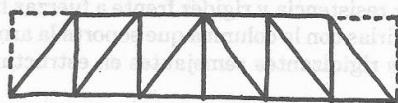


Figura 13.10 Junta de una armadura belga

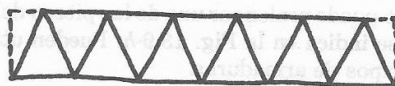
convenientes cuando deben apoyarse sobre muros o ménsulas. Las barras representadas con las líneas de trazo interrumpido son opcionales. Pueden ser necesarios por razones arquitectónicas o para resistir alguna condición de carga particular.

La armadura tipo Pratt, como la representada en la Fig. 13.11-b se utilizan para claros excepcionalmente grandes. A veces los miembros inclinados se combinan con miembros verticales. Las barras representadas con líneas de trazo interrumpido son opcionales, como en la armadura Howe descrita en el párrafo anterior. Las fuerzas en las barras del alma cambian relativamente poco a lo largo del claro de la armadura, lo que facilita la uniformización de sus dimensiones así como de los detalles de las juntas. Las barras del alma en tensión se alternan con las que están sujetas a compresión.

En las armaduras Pratt (Fig. 13.11-c) los miembros diagonales están en tensión mientras que los miembros verticales se encuentran sujetos a compresión. Esto es ventajoso en cuanto a los efectos de esbeltez puesto que los miembros verticales son los más cortos. Si las columnas sobre las que se apoya una armadura Pratt se prolongan de manera que forman los miembros verticales de la armadura (Fig. 13.11-d) se integra un marco rígido, resistente a fuerzas horizontales.



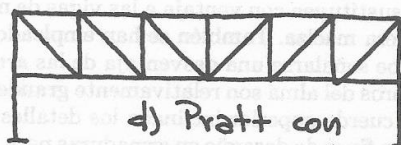
a) Howe



b) Warren



c) Pratt



d) Pratt con rigidización

ARMADURAS DE CUERDAS PARALELAS

Figura 13.11 Armaduras de cuerdas paralelas

13.2.6 Tipos especiales

En la Fig. 13.12 se ilustran algunas armaduras de tipos especiales.

Las más comunes son las utilizadas para techos de un agua. Las de los detalles (a) y (b) se emplean para techos de vivienda con claros hasta de unos 9 metros. Para claros mayores se recurre a variantes como la del detalle (c).

Ocasionalmente se contruyen techos con armaduras tipo "tijera" como las de las dos alternativas (d) y (e). Este sistema no parece ofrecer ventajas estructurales particulares. Las uniones suelen ser difíciles de detallar.

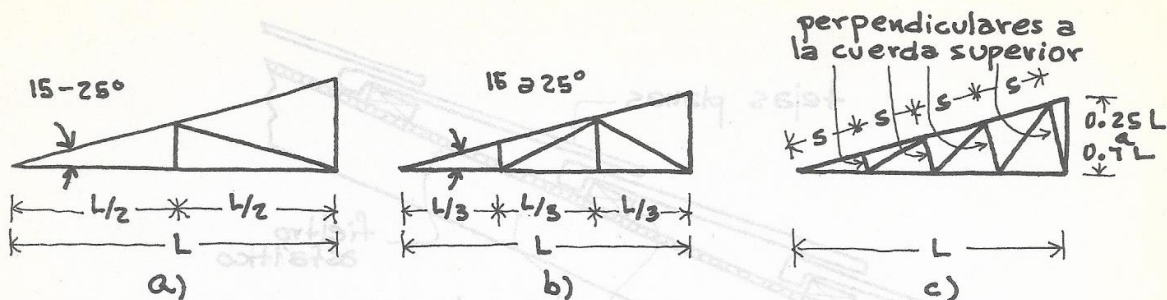
Cuando se requiere un techo tipo "diente de sierra", que proporcione iluminación natural, puede recurrirse a una gran variedad de alternativas. En el detalle (f) se muestra una de ellas.

La variante de la armadura tipo Howe ilustrada en el detalle (g) puede resultar económica para claros grandes.

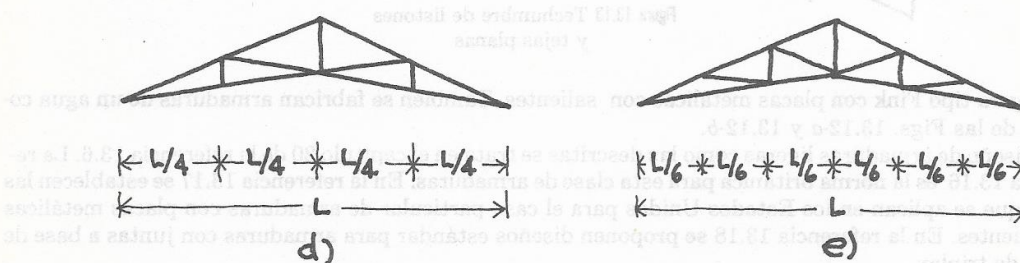
Cuando hay alguna restricción relativa a altura libre o cuando se requiere espacio para alojar instalaciones pueden emplearse armaduras como la del detalle (h).

13.2.7 Armaduras ligeras utilizadas con separaciones pequeñas ("trussed rafters" según la terminología inglesa)

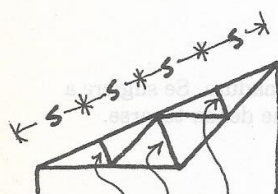
Uno de los sistemas de techado más utilizado consiste en armaduras ligeras colocadas generalmente con espaciamientos iguales o inferiores a 60 cm que permiten sostener la techumbre sin necesidad de elementos secundarios (correas). Menos frecuentemente las armaduras de estos techos llegan a colocarse hasta 120 cm.



Armaduras de un agua

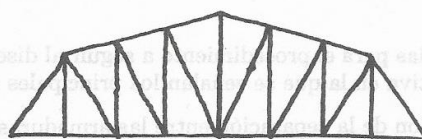


Armaduras de "tijera"

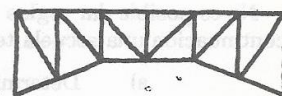


perpendicular a la cuerda superior

f) Diente de Sierra



g) Variante de Howe



h) Armadura con cuerda inferior levantada

Figura 13.12 Armadura de tipos especiales

Estas armaduras exhiben dos características que las distinguen de la mayoría de las descritas en incisos anteriores. Por una parte, las cargas suelen actuar sobre las cuerdas mismas en lugar de estar concentradas en los nudos; por otra, los elementos de unión empleados comunican a las juntas una rigidez tal que influye notablemente en el comportamiento y la resistencia de la armadura.

Según una alternativa el material de techado (material impermeabilizante, tejas, etc.) descansa sobre duela o triplay que, a su vez, se apoya directamente sobre las cuerdas superiores de las armaduras. En otra variante las tejas descansan sobre listones de madera que transmiten la carga a las cuerdas (Fig. 13.13). La cuerda inferior soporta el cielo raso en forma semejante.

En muchos países se producen series de armaduras ligeras estándar con claros hasta de unos 12 m. Las barras suelen ser de una pieza y están contenidas en un plano. Las juntas se hacen con placas metálicas clavadas o placas de triplay clavadas o pegadas y clavadas. Los tipos de armaduras de dos aguas más comunes son las mostradas en las Figs. 13.9-a, 13.9-c, y 13.9-e. En la Fig. 13.6 se muestra una arma-

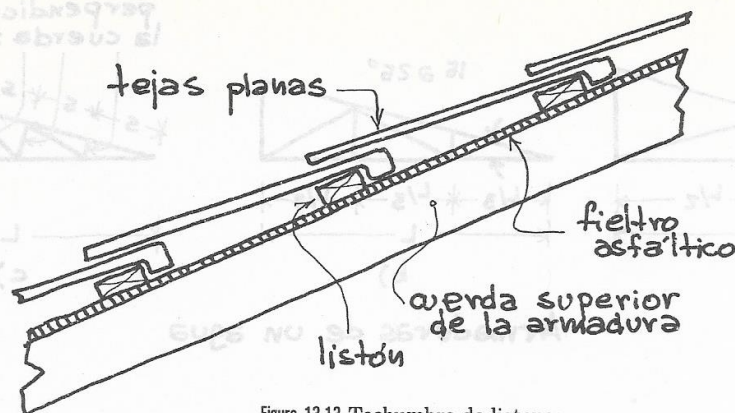


Figura 13.13 Techumbre de listones y tejas planas

dura ligera tipo Fink con placas metálicas con salientes. También se fabrican armaduras de un agua como las de las Figs. 13.12-a y 13.12-b.

El diseño de armaduras ligeras como las descritas se trata en el capítulo 20 de la referencia 13.6. La referencia 13.16 es la norma británica para esta clase de armaduras. En la referencia 13.17 se establecen las reglas que se aplican en los Estados Unidos para el caso particular de armaduras con placas metálicas con salientes. En la referencia 13.18 se proponen diseños estándar para armaduras con juntas a base de placas de triplay.

13.3 DISEÑO

13.3.1 Proceso de diseño

No es posible dar reglas rígidas para el procedimiento a seguir al diseñar una armadura. Se sugiere a continuación una secuela tentativa en la que se señalan los principales aspectos que deben tocarse.

- Determinación de la separación entre las armaduras.
- Elección del tipo de armadura y número de paneles.
- Determinación de las cargas.
- Análisis (cálculo de fuerzas y momentos).
- Dimensionamiento de miembros.
- Dimensionamiento de las juntas.
- Revisión de deflexiones.

En general se sigue un proceso de aproximaciones sucesivas que se van afinando a medida que aumenta la información disponible. Puede ser que los resultados obtenidos en alguna de las etapas obligue a reiniciar el proceso corrigiendo los resultados de etapas anteriores. Así, por ejemplo, puede resultar necesario aumentar las dimensiones de los miembros, que fueron calculadas con base a las fuerzas axiales a que están sujetos, para poder alojar los elementos de unión. Análogamente al escoger las dimensiones de los miembros se puede encontrar que la carga muerta supuesta inicialmente fue insuficiente, lo que obliga a modificar los valores de las acciones internas calculadas inicialmente. En algunos casos es necesario considerar varias alternativas estructurales diferentes. La solución finalmente adoptada será la que mejor se ajuste a las exigencias funcionales y estéticas del caso, dentro de las limitaciones económicas que se hayan establecido.

Evidentemente cuando se cuente con armaduras estándar como las de la referencia 13.12 el proceso de diseño se simplifica notablemente.

En los siguientes incisos se tratan más ampliamente los distintos aspectos del diseño de armaduras que se han mencionado.

13.3.2 Separación entre armaduras

A veces las separaciones entre armaduras están dictadas por consideraciones funcionales y arquitectónicas y el proyectista se limita a escoger la armadura más indicada para el claro dado. Cuando el proyectista tiene libertad para escoger la separación deberá hacer comparaciones económicas de diversas alternativas teniendo en cuenta el costo combinado de las armaduras, de los elementos secundarios de carga (correas) y de la cubierta del sistema de piso o techo en cuestión. Las separaciones de armaduras ordinarias dependen esencialmente de la capacidad de las correas; varían entre 3.5 m y 6 m, pudiendo alcanzar 9 m si se emplean correas de madera laminada encolada. Las separaciones de las armaduras ligeras descritas en la sección 13.2.7 suelen ser de 60 cm, medida que evita el desperdicio de material cuando se usa triplay para la cubierta. Menos frecuentemente se emplean separaciones de 40 cm, 80 cm o 120 cm, dimensiones que también permiten un aprovechamiento eficiente del triplay.

13.3.3 Elección del tipo de armadura, número de paneles y arreglo de los miembros del alma

El tipo de armadura depende esencialmente de la forma del techo y del claro. Los tipos más convenientes para distintas situaciones se analizaron en la sección 13.2. Una vez escogido el tipo de la armadura y fijada la relación entre el peralte y el claro de acuerdo con las sugerencias de la Fig. 13.2, debe determinarse el tamaño de los paneles, es decir, la distancia entre los nudos de las cuerdas. Al fijar esta distancia debe tomarse en cuenta la localización de las cargas que actúan sobre la armadura así como la separación entre correas. En general conviene que las cargas se apliquen en los nudos de las armaduras. Esto no siempre es posible debido a las características de sistemas de techo o piso que requieren separaciones relativamente pequeñas entre las correas o las viguetas que los soportan. Al escoger el número de paneles debe tenerse en cuenta que cuanto mayor sea la distancia entre nudos menor será el número de juntas requerido, lo que es recomendable por el alto costo de las juntas y su influencia desfavorable sobre la deformación. Por otra parte se deben evitar longitudes excesivas de los miembros que puedan implicar efectos de esbeltez importantes. Además distancias demasiado grandes entre los nudos de las cuerdas pueden conducir a momentos exagerados si hay cargas que actúan entre los nudos. Por último, las distancias entre nudos deben ser tales que el ángulo entre las cuerdas y los miembros inclinados del alma no sea demasiado pequeño. Se aprecia que es necesario equilibrar criterios contrarios.

En armaduras ligeras, cuyos miembros son de 5 cm × 10 cm o menores las distancias entre nudos usuales varían de 1.5 m a 3.0 m. En armaduras más pesadas estas distancias varían de 2.4 m a 3.6 m.

13.3.4 Determinación de cargas

En un sistema de piso o techo la carga muerta está integrada por el material de techado o del piso, la cubierta, el cielo raso, las viguetas o correas, los elementos rigidizantes y el peso propio de la armadura. Los pesos de los materiales del techado o piso, de las cubiertas y del cielo raso pueden encontrarse en cualquier manual. Véase por ejemplo, el capítulo 17 de la referencia 13.10. El peso de las correas o viguetas puede determinarse fácilmente calculando la sección requerida. El peso de los contravientos es poco significativo; puede estimarse a partir de un diseño tentativo del sistema de contravientos de las armaduras. La parte de la carga muerta más difícil de predecir es el peso propio de la armadura misma. Para un cálculo preliminar de una armadura para techo pueden utilizarse las siguientes expresiones propuestas por Hansen (13.14) que permiten calcular de una manera aproximada el peso en libras por pie cuadrado de una superficie horizontal.

Armaduras de aguas:

$$\omega = 0.064 L$$

Armaduras de cuerdas paralelas:

$$\omega = 0.043 L + 1.75$$

Armaduras de cuerda superior curva:

$$\omega = 0.038 L + 0.60$$

En estas expresiones L es la longitud del claro en pies. Los valores dados por las ecuaciones (13.1) son apropiados para un cálculo preliminar. Cuando se trata de una armadura importante conviene afinar el

peso propio obtenido de esta manera teniendo en cuenta las dimensiones que resultaron del cálculo preliminar. En el capítulo 17 de la referencia 13.10 también se dan datos aproximados de pesos de armaduras.

Para los valores de las cargas vivas y accidentales (viento y sismo) que deben considerarse consulte el reglamento de construcción apropiado.

13.3.5 Análisis

La forma más sencilla de analizar los efectos de las acciones externas sobre una armadura consiste en idealizarla como una estructura triangulada formada por barras articuladas en sus extremos. Si se acepta esta hipótesis y si las cargas se aplican en los nudos, la armadura puede analizarse como una estructura isostática por los métodos que proporciona la estática. Algunos manuales, como la referencia 13.6, dan coeficientes que permiten calcular directamente las fuerzas en las barras. Las barras quedan sujetas únicamente a fuerzas axiales de tensión o compresión si en los nudos los ejes se cortan en un punto de manera que no se presenten excentricidades que ocasionen momentos secundarios. Las cargas concentradas que actúan sobre los nudos se pueden determinar sumando las cargas contenidas en las áreas tributarias de cada nudo.

Generalmente se calculan por separado los efectos de la carga muerta, la carga viva y la carga del viento. Esto facilita la determinación de los valores de las fuerzas internas que resultan de las distintas combinaciones de acciones externas cuyo efecto debe revisarse de acuerdo con las indicaciones del reglamento correspondiente.

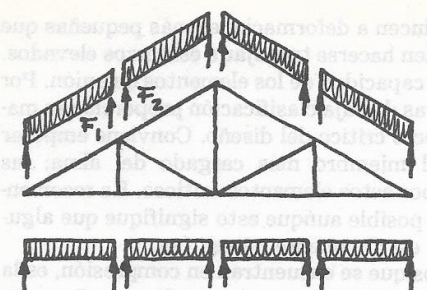
No siempre es correcto considerar que las cargas se concentran sobre los nudos. Puede suceder que los elementos que soportan el techo o el cielo raso se apoyen directamente sobre las cuerdas, entre los nudos, produciendo momentos, como sucede en las armaduras ligeras descritas en la sección 13.2.7. En tal caso las barras que forman las cuerdas deberán dimensionarse como miembros sujetos a una combinación de momento y carga axial. La magnitud de estas acciones internas se puede estimar de distintas maneras. Se describen a continuación algunos de los caminos que pueden seguirse.

Un método conservador consiste en descomponer las cuerdas en vigas libremente apoyadas entre nudos (Fig. 13.14-a), y calcular los momentos producidos por las cargas que actúan sobre ellas. Los valores de los momentos obtenidos de esta forma son altos porque siempre existirá cierta restricción al giro en los nudos. Las fuerzas axiales se calculan suponiendo articulaciones en los nudos y las cargas concentradas sobre ellos. Las cargas se toman iguales a las reacciones de las vigas libremente apoyadas supuestas para calcular los momentos.

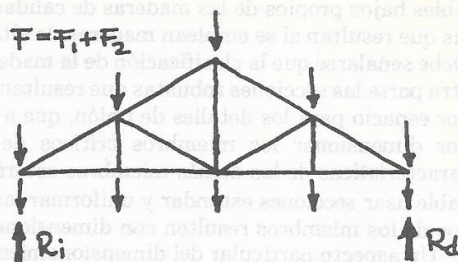
Esta manera de proceder es razonable cuando las características de la estructura son tales que existe poca restricción al giro en los extremos de las barras. Cuando las cuerdas son continuas a través de las juntas, como sucede en el caso de la armadura de la Fig. 13.6, los momentos pueden determinarse como si se tratara de vigas continuas apoyadas sobre los nudos (Fig. 13.14-b). Las fuerzas axiales se calculan, como en el caso anterior, suponiendo articulaciones en los nudos y las cargas concentradas sobre ellos. Las cargas se pueden obtener a partir de las reacciones de las vigas continuas consideradas para el cálculo de los momentos. En algunos manuales y reglamentos como las referencias 13.16 y 13.17 se dan fórmulas empíricas para la estimación directa de los momentos.

En los enfoques que se acaban de describir las fuerzas axiales en las barras se determinan por los métodos clásicos basados en la hipótesis de que los nudos con articulaciones ideales y los momentos se estimaron por métodos aproximados. En las armaduras reales siempre existe cierto grado de restricción al giro. El desprestigiar la rigidez de los nudos suele conducir a valores conservadoramente altos para los miembros de las cuerdas y a valores inferiores a los reales para los miembros del alma. Se han propuesto diversos métodos de análisis que tienen en cuenta la rigidez de los nudos (13.22, 13.23, 13.24). La dificultad de aplicar estos métodos reside en las incertidumbres en el grado de rigidez aportado por los distintos tipos de elementos de unión. Pueden ser de especial interés para el diseño de armaduras con juntas a base de placas de madera contrachapada encoladas, con las que se logran uniones que se acercan a una condición de rigidez ideal.

Cuando los ejes de los miembros de las armaduras no se cortan en un punto en los nudos, además de los momentos debidos a las cargas transversales que pudieran existir, deberán considerarse los momentos debidos a las excentricidades correspondientes, como se indicó en la sección 13.2.2.

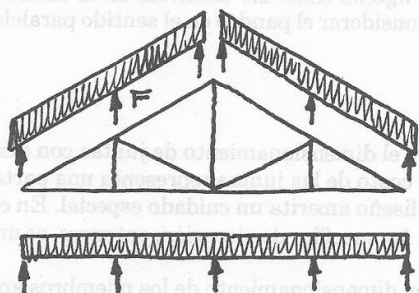


Sistema de cargas para cálculo de momentos

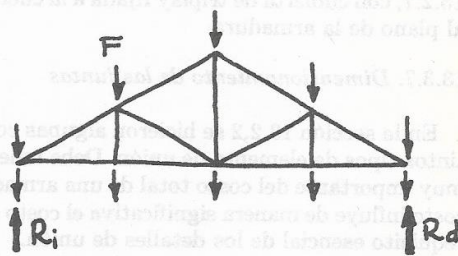


Sistema de cargas para cálculo de fuerzas axiales en las barras.

a) Análisis suponiendo vigas libremente apoyadas



Sistema de cargas para cálculo de momentos



Sistema de cargas para cálculo de fuerzas axiales en las barras.

b) Análisis suponiendo vigas continuas

NOTA: Los sistemas de cargas transversales que actúan sobre las cuerdas pueden consistir en varias cargas concentradas debidas a correas o viguetas en lugar de las cargas uniformes mostradas.

Figura 13.14 Métodos aproximados para análisis de armaduras con cargas transversales sobre las cuerdas.

Las observaciones anteriores se refieren esencialmente a armaduras para techos o pisos. En armaduras para puentes es importante analizar con cuidado los efectos de las cargas móviles. Esto puede hacerse recurriendo a la teoría de líneas de influencia que se expone en textos de análisis estructural como la referencia 13.20.

13.3.6 Dimensionamiento de los miembros

Los distintos tipos de miembros utilizados para formar armaduras de madera se reseñaron en la sección 13.2.2. Un aspecto importante de su dimensionamiento es la elección de la calidad de la madera. Puede ser preferible utilizar madera de baja calidad que madera de alta calidad. Los esfuerzos permi-

sibles bajos propios de las maderas de calidades inferiores conducen a deformaciones más pequeñas que las que resultan si se emplean maderas de alta calidad que pueden hacerse trabajar a esfuerzos elevados. Debe señalarse que la clasificación de la madera no influye en la capacidad de los elementos de unión. Por otra parte las secciones robustas que resultan de emplear maderas de baja clasificación proporcionan mayor espacio para los detalles de unión, que a veces son un aspecto crítico del diseño. Conviene empezar por dimensionar los miembros críticos de las cuerdas y el miembro más cargado del alma; las características de los demás miembros estarán condicionadas por estos elementos críticos. Es recomendable usar secciones estándar y uniformar las secciones lo más posible aunque esto signifique que algunos de los miembros resulten con dimensiones superiores a las estrictamente necesarias.

Un aspecto particular del dimensionamiento de los elementos que se encuentran en compresión, es la determinación de la relación de esbeltez que establece el esfuerzo permisible que debe utilizarse. Como se indicó en el capítulo 9, la relación de esbeltez se define como la relación entre la longitud efectiva y la dimensión mínima de la sección, consideradas en el sentido en que sea crítico el pandeo. La longitud efectiva de los miembros del alma suele tomarse como la distancia entre nudos. Para pandeo de la cuerda superior en el plano de la armadura la longitud efectiva también se toma como la distancia entre nudos. Para pandeo perpendicular al plano de la armadura, la longitud efectiva depende de las restricciones al desplazamiento lateral que pudieran existir. Si las correas están rígidamente unidas a la cuerda se puede tomar la distancia entre correas como longitud efectiva. En armaduras ligeras como las descritas en la sección 13.2.7, con cubierta de triplay fijada a la cuerda superior basta considerar el pandeo en el sentido paralelo al plano de la armadura.

13.3.7. Dimensionamiento de las juntas

En la sección 13.2.2 se hicieron algunas consideraciones sobre el dimensionamiento de juntas con distintos tipos de elemento de unión. Debe tenerse presente que el costo de las juntas representa una parte muy importante del costo total de una armadura por lo que su diseño amerita un cuidado especial. En el costo influye de manera significativa el costo de la mano de obra. La sencillez de ejecución, entonces, es un requisito esencial de los detalles de unión.

En la secuela de diseño sugerida en la sección 13.3.1 aparece el dimensionamiento de los miembros antes que el de las juntas. En realidad conviene tratar ambos aspectos simultáneamente ya que las características de las juntas pueden influir en las de los miembros y viceversa.

13.3.8 Deflexiones y contraflechas

Las características de una estructura deben ser tales que las deflexiones no sean excesivas. Los reglamentos limitan la deformación admisible de distintas maneras. En general conviene procurar que, bajo las cargas que se prevé actuarán sobre la armadura, ningún punto de la cuerda inferior quede debajo de una recta trazada de apoyo a apoyo. Esto puede lograrse previendo una contraflecha que compense las deformaciones producidas por las cargas. De acuerdo con este criterio, según la práctica australiana, por ejemplo (13.21), la contraflecha debe ser mayor que la deflexión calculada, debida a carga viva y carga permanente, teniendo en cuenta en el caso de esta última el efecto diferido debido al comportamiento viscoelástico de la madera. Además se especifica que la contraflecha debe tener un valor mínimo de $L/240$, si la madera está seca en el montaje, y de $L/180$, en caso contrario, siendo L la longitud del claro. En armaduras de cuerdas paralelas conviene dar contraflecha a ambas cuerdas; en otras armaduras suele ser suficiente dársela a la cuerda inferior.

Las recomendaciones del Truss Plate Institute (13.17) para armaduras ligeras como las descritas en la sección 13.2.7 siguen un criterio algo distinto. Se permite deflexión bajo carga viva aunque limitándola a $L/360$, si la armadura soporta materiales que puedan dañarse, o a $L/240$ en caso contrario. Por otra parte se exige que las armaduras se fabriquen con una contraflecha igual a la deflexión calculada correspondiente a la carga permanente, incluyendo los efectos viscoelásticos por larga duración de la carga.

La deflexión de una armadura es el resultado del alargamiento de los miembros sujetos a tensión, del acortamiento de los miembros sujetos a compresión y de los corrimientos de los elementos de unión debidos a su acomodado bajo la acción de las cargas. Por regla general se consideran únicamente los efectos de la carga permanente y de la carga viva; el efecto del viento se desprecia por ser poco significativo.

Los efectos de la carga viva y de la carga permanente suelen determinarse por separado. La deflexión por carga viva se calcula suponiendo un comportamiento elástico y utilizando los valores del módulo de elasticidad que dan los manuales. Cuando se da un valor mínimo y un valor promedio, como sucede en las NTC, es recomendable usar el valor mínimo si se desea quedar del lado de la seguridad. La deflexión de cualquier nudo puede determinarse analíticamente por el método de trabajo virtual o, gráficamente, por el método de Williot-Mohr. Ambos métodos se describen en textos de análisis estructural como el de Timoshenko y Young (13.20). El efecto del reacomodo de los elementos de unión debe tenerse en cuenta considerando el cambio en la longitud de cada barra debido a los corrimientos que puedan presentarse en ambos extremos de la barra. Una forma de hacer esto se expone en el inciso 21.6.2 de la referencia 13.6. La dificultad principal de este aspecto del análisis reside en la escasa información disponible sobre los deslizamientos correspondientes a los distintos tipos de elementos de unión. Para juntas con conectores suele considerarse que el corrimiento es del orden de 2 mm, si la madera está verde y de 1.5 mm, si la madera está seca. En juntas a base de pernos debe agregarse la holgura con que se hayan taladrado los agujeros, que suele ser aproximadamente 1.6 mm. En juntas clavadas el corrimiento varía de acuerdo con el diámetro. Así, para juntas hechas con madera seca se han citado valores desde 0.2 mm para juntas con clavos de 2.65 mm, por ejemplo, hasta 0.5 mm para clavos con 6 mm de diámetro (13.25). Evidentemente en juntas encoladas los corrimientos son nulos. En la referencia 13.6 puede encontrarse más información sobre los corrimientos de diversos tipos de unión.

Las deflexiones debidas a carga de larga duración por las características viscoelásticas de la madera suelen estimarse multiplicando por un factor basado en información experimental. Según la práctica australiana, por ejemplo (13.21), la deformación por carga permanente, incluyendo los efectos viscoelásticos, puede tomarse igual a dos veces la correspondiente a un comportamiento idealmente elástico cuando la humedad al montar la estructura es menor de 15 por ciento. Para contenidos de humedad mayores la deformación debida a carga permanente debe tomarse igual a tres veces la calculada suponiendo un comportamiento elástico.

Los métodos de análisis de deformaciones reseñados en los párrafos anteriores se basan esencialmente en un análisis elástico de las deformaciones producidas por las acciones externas modificado por factores que tienen en cuenta las características viscoelásticas de la madera. Existen otros métodos de tipo empírico de considerar la deformación al diseñar una armadura. En la referencia 13.1, por ejemplo, se propone un método empírico para el cálculo de deformaciones. Para armaduras ligeras para vivienda en la referencia 13.16 se recomienda una fórmula para calcular la deflexión máxima debida a cargas aplicadas durante largo tiempo. Un enfoque distinto es el sugerido por la Timber Engineering Company, citado en la referencia 13.5, que da una fórmula empírica que permite estimar directamente la contraflecha conveniente para evitar deflexiones excesivas.

Al diseñar una armadura el proyectista debe tener en cuenta una serie de factores que influyen en la deformación. Cuanto menor sea el número de paneles, por ejemplo, menor será la deflexión, puesto que se disminuye el número de juntas donde pueden presentarse corrimientos de los elementos de unión. Análogamente, por la misma razón, conviene reducir a un mínimo el número de empalmes. Evidentemente la deflexión dependerá del tipo de elemento de unión empleado. Así las armaduras con juntas a base de conectores o de clavos se deformarán menos que las armaduras con pernos. La conveniencia de usar maderas de baja clasificación para los miembros de la armadura se comentó en la sección 13.3.6. En general debe tenerse en cuenta que cuanto menor sea la relación entre el peralte y el claro de una armadura mayor atención deberá dedicarse al análisis de deformaciones.

13.3.9 Contraventeo

Un aspecto importante del diseño de estructuras en que se utilizan armaduras es el contraventeo necesario para que éstas se mantengan en la posición correcta y para disponer de suficiente resistencia frente a las fuerzas horizontales debidas a viento o sismo. Además deben preverse contravientos provisionales que sostengan las armaduras durante el proceso de construcción hasta que la estructura cuente con estabilidad propia.

Debe contarse con contraventeo o rigidización tanto en el sentido transversal como en el sentido longitudinal.

La rigidización transversal más eficiente y económica se logra cuando se cuenta con una cubierta de madera contrachapada o de duela rigidamente unida a las cuerdas superiores de las armaduras. También es posible formar armaduras en el plano de las cuerdas superiores o inferiores combinando los miembros de éstas con miembros diagonales. En cualquier caso los muros extremos deben tener resistencia suficiente para transmitir a su cimentación las reacciones procedentes de los sistemas de contraventeo.

Para la rigidización en sentido longitudinal puede también recurrirse al diafragma formado por una cubierta de madera contrachapada o duela cuando ésta existe. También es posible usar elementos longitudinales colocados en el plano de las cuerdas inferiores combinados con elementos diagonales cruzados entre armaduras de manera que se formen sistemas triangulados verticales. A veces se emplean elementos longitudinales también en el plano de las cuerdas superiores. Los sistemas triangulares verticales deben disponerse de manera que la relación de esbeltez de los miembros de las cuerdas superiores se mantengan dentro de los límites apropiados. Su capacidad debe ser tal que puedan soportar fuerzas horizontales aproximadamente iguales a dos por ciento de las fuerzas de compresión en las cuerdas superiores.

En las referencias 13.5 y 13.7 pueden encontrarse recomendaciones para el diseño de los sistemas de contraventeo de armaduras.

REFERENCIAS

- 13.1 R. J. Hoyle, "Wood Technology in the Design of Structures", 4a. edición, *Mountain Press Publishing Company*, Missoula, Montana, 1978.
- 13.2 G. Gurfinkel, "Wood Engineering", *Southern Forest Products Association*, Nueva Orleans, 1973.
- 13.3 H. J. Hansen, "Diseño moderno de estructuras de madera", *CECSA*, México, D.F., 1961.
- 13.4 H. Parker, "Diseño simplificado de estructuras de madera", *Editorial Limusa*, México, D.F., 1975.
- 13.5 American Institute of Timber Construction, "Timber Construction Manual", 2a. edición, *Wiley*, Nueva York, 1974.
- 13.6 E. C. Ozeltan y J. A. Baird, "Timber Designers' Manual", *Crosby Lockwood Staples*, Londres, 1976.
- 13.7 "Timber Design Manual", *Laminated Timber Institute of Canada*, Don Mills, Ontario, 1980.
- 13.8 Timber Engineering Company, "Timber Design and Construction Handbook" *Wiley*, Nueva York, 1956.
- 13.9 "Glulam Bridge Systems. Plans and Details", *American Institute of Timber Construction*, Englewood, Colorado, 1974.
- 13.10 H. Parker, "Diseño simplificado de techos para arquitectos y constructores", *Editorial Limusa*, México, D.F., 1975.
- 13.11 "Designs for roof structures in Finnish Plywood", *Finish Plywood Development Association*, Londres, 1978.
- 13.12 "TRADA standard design sheets for trusses", *Timber Research and Development Association*, High Wycombe, Buckinghamshire, Inglaterra, 1980.
- 13.13 N. J. Masani y otros, "Typical Designs of Small Span Timber Trusses (3 metres to 6 metres) through Modern Engineering Techniques", *National Building Organization*, Nueva Delhi, India, y *Forest Research Institute*, Dehra Dun, India, 1963.
- 13.14 N. J. Masani y otros, "Typical Designs of Medium Span Timber Trusses (7 to 9 metres for Small Scale Industrial Sheds through Modern Engineering Techniques", *National Building Organization*, Nueva Delhi, India, y *Forest Research Institute*, Dehra Dun, India, 1963.
- 13.15 "Timber Frame construction - a guide to platform frame", *Council of Forest Industries of British Columbia*, Vancouver, 1977.
- 13.16 "CP112: Part 3: 1973; Code of Practice for Structural Use of Timber; Part 3: Trussed rafters for roofs of dwellings", *British Standards Institution*, Londres, 1973.
- 13.17 "TP1-80 Design Specification for Metal Plate Connected Wood Trusses", *Truss Plate Institute*, Hyattsville, Maryland, U.S.A., 1980.
- 13.18 "Designs for roof structures in Finnish Plywood", *Finnish Plywood Development Association*, Londres, mar. 1978.
- 13.19 H. J. Hansen, "Design Loads for Wood Structures", *University of Texas of Engineering Exp. Station*, Bull No. 74.
- 13.20 S. P. Timoshenko y D. H. Young, "Theory of Structures", 2a. edición, *McGraw-Hill*, Nueva York, 1964.
- 13.21 R. G. Pearson, N. H. Kloot y J. D. Boyd, "Timber Engineering Design Handbook, 2a. edición, *The Jacaranda Press*, Milton, Q., Australia, 1962.

- 13.22 S. K. Suddarth, F.E. Goodrich y P. E. Dress, "A Digital Computer Program for the Analysis of Member Stresses in Symmetric Trusses", Research Bulletin 783, *Agricultural Experiment Station, Purdue University*, Lafayette, Indiana, ago. 1964.
- 13.23 S. K. Suddarth, "A Computerized Wood Engineering System: Purdue Plane Structure Analyzer", Research Paper FPL 168, *U.S. Department of Agriculture, Forest Service*, Madison, Wisconsin, 1972.
- 13.24 S. K. Suddarth, "Determination of Member Stresses in Wood Trusses with Rigid Joints", *Agriculture Experiment Station, Purdue University*, Lafayette, Indiana, 1961.
- 13.25 G. R. Brock, "The Strength of Nailed Joints", Forest Products Research Bulletin No. 41, Department of Scientific and Industrial Research, *HMSO*, Londres, 1957.
- 13.26 S. K. Suddarth, "The Design of Glued Joints for Wood Trusses and Frames", *Agricultural Experiment Station, Purdue University*, Lafayette, Indiana, 1961.
- 13.27 F. Hach y A. Quiroz, "Techos de madera", *División de ciencias básicas e Ingeniería, Universidad Autónoma Metropolitana*, Azcapotzalco, México, D.F. feb. 1981.

- 13.22 S. E. Soudarsh, F. E. Goodrich y E. E. Dress, "A Digital Computer Program for the Analysis of Member Stresses in Symmetric Trusses", Research Bulletin 163, Agricultural Experiment Station, Purdue University, Lafayette, Indiana, ago. 1964.
- 13.23 S. E. Soudarsh, "A Computerized Wood Engineering System: Purdue Plane Structure Analyzer", Research Paper FPL 168, U.S. Department of Agriculture, Forest Service, Madison, Wisconsin, 1972.
- 13.24 S. E. Soudarsh, "Determination of Member Stresses in Wood Trusses with Rigid Joints", Agricultural Experiment Station, Purdue University, Lafayette, Indiana, 1961.
- 13.25 G. H. Brock, "The Strength of Nailed Joints", Forest Products Research Bulletin No. 41, Department of Science and Industrial Research, NZSO, Londres, 1957.
- 13.26 S. E. Soudarsh, "The Design of Glued Joints for Wood Trusses and Frames", Agricultural Experiment Station, Purdue University, Lafayette, Indiana, 1961.
- 13.27 F. Hach y A. Quirós, "Técnicas de maderas", Librería de ciencias básicas e ingeniería, Universidad Autónoma Metropolitana, Asesorías, México, D. F., feb. 1987.

14. LA VIVIENDA DE MADERA

14.1 INTRODUCCION

La extensión de este texto no permite un tratamiento exhaustivo de todas las diversas aplicaciones de la madera. Por ello se ha estimado conveniente tratar únicamente la aplicación estructural de la madera que parece ofrecer el mayor interés potencial: la vivienda. Por otra parte la vivienda ilustra muchos de los sistemas estructurales empleados en la construcción con madera.

Aproximadamente el 90 por ciento de las viviendas unifamiliares en Estados Unidos y Canadá son de madera. En los países escandinavos la proporción es de 80 por ciento. En Inglaterra, país que debe importar gran parte de la madera que consume, más del 10 por ciento de las viviendas se construyen con madera. En general, en México, a pesar de que los recursos forestales son apreciables, el papel de la madera en la solución de los problemas de vivienda es insignificante. Esto es atribuible a diversos factores entre los que pueden citarse la escasa información sobre las propiedades de las maderas disponibles, el deficiente control de calidad de los materiales ofrecidos, la falta de reglamentos y normas apropiados, la falta de estandarización de productos, el temor a los incendios, la desconfianza en cuanto a durabilidad, la resistencia de bancos y aseguradores a financiar la construcción con madera y la carencia de profesionistas, técnicos, y obreros debidamente preparados. Debe mencionarse también la tendencia a asociar la madera con vivienda de mala calidad (el jacal) y con estructuras provisionales (barracones, etc.). Dadas las indudables ventajas de la madera para la construcción de vivienda, como lo demuestra la experiencia de otros países, parece importante superar las dificultades indicadas e impulsar el aprovechamiento de este material en la solución de los graves problemas habitacionales del país.

En este capítulo se reseñan las principales aplicaciones estructurales de la madera en la construcción de viviendas. Los detalles presentados son sólo de carácter indicativo; se pretende únicamente dar algunas ideas cualitativas sobre la forma de integrar las estructuras de madera según los diversos sistemas en uso. Para un tratamiento más completo de los detalles de construcción pueden consultarse las referencias 14.1, 14.4, 14.12, 14.14, 14.17, 14.34, o 14.35. Al final del capítulo se han incluido otras referencias útiles relativas a distintos aspectos de la vivienda de madera.

14.2 CARACTERISTICAS DE LA VIVIENDA DE MADERA

La madera ofrece una serie de ventajas obvias para la construcción de viviendas.

Gracias a su bajo peso volumétrico las cimentaciones resultan más sencillas y económicas que las de viviendas de otros materiales. El bajo peso influye también favorablemente en el comportamiento de la estructura ante las acciones sísmicas. Además reduce notablemente el costo del transporte de los materiales y componentes respecto a los costos correspondientes de otros sistemas.

En muchos de los métodos de construcción de viviendas de madera es sencillo lograr que tanto los muros como los techos y pisos funcionen como diafragmas. Esto da una gran resistencia tanto a las fuerzas horizontales como a los efectos de posibles hundimientos diferenciales.

La construcción de viviendas de madera es sencilla y rápida. El montaje de la estructura de una vivienda de madera ordinaria puede efectuarse en un plazo de dos o tres días sin necesidad de utilizar grúas u otro equipo costoso. Gracias a la rapidez con que quedan cerrados los espacios, es posible iniciar los trabajos relativos a las instalaciones eléctricas y sanitarias en una etapa temprana. Por supuesto la rapidez con que puede entregarse la vivienda terminada repercute favorablemente en los costos de financiamiento.

La madera es un excelente aislante. En este aspecto es unas seis veces más eficiente que el tabique o ladrillo de barro recocido, 15 veces más que el concreto o la piedra y 400 veces más que el acero. Combinada con otros materiales como la fibra de vidrio, puede satisfacer, a costos razonables, los requerimientos de aislamiento de los climas más extremos.

Desde un punto de vista arquitectónico la construcción con madera ofrece varios aspectos interesantes. Permite una gran flexibilidad tanto en la forma de la planta como en la distribución de espacios y el tratamiento de las fachadas. El espesor relativamente reducido de los muros de madera facilita un mejor aprovechamiento del espacio del que es posible con muros de otros materiales. Por último debe mencionarse la facilidad con que pueden hacerse modificaciones y ampliaciones.

La madera no es un material eterno. Sin embargo, si se toman medidas de protección contra la humedad y los organismos destructores como las sugeridas en el capítulo 6, la vida de una casa de madera, como lo atestiguan muchas aún existentes, puede ser de más de un siglo. Es común estimar una vida útil de 60 años para una vivienda de madera construida según las técnicas modernas.

El riesgo de incendio es uno de los factores que más contribuye a la desconfianza que con frecuencia inspira la madera para la construcción de viviendas. Con las debidas precauciones este riesgo puede reducirse a proporciones razonables, como se indicó en la sección 6.6.

14.3 SISTEMAS ESTRUCTURALES

Son varios los sistemas estructurales a los que se puede recurrir para construir viviendas. En las secciones siguientes se describen algunos de los más usuales.

14.3.1 Poste y dintel

Uno de los sistemas más antiguos utilizados para construir estructuras de madera es el de *poste y dintel*, que consiste en apoyar vigas sobre postes. Se caracteriza por el empleo de miembros robustos colocados a separaciones relativamente grandes, con los que forman estructuras reticulares espaciales. Los esquemas simplificados mostrados en la figura 14.1 corresponden a edificios de un piso; el sistema puede también emplearse para edificios de varios niveles.

La construcción con poste y dintel brinda gran libertad a la planeación arquitectónica. Para los pisos y techos se puede recurrir a una gran variedad de alternativas como el techo de tabloncillos indicado en la figura 14.1 o algunos de los sistemas descritos en las secciones 14.4.2 y 14.4.3. Lo mismo sucede con los sistemas de muros. Puesto que éstos no se requieren para resistir las cargas verticales, función que corresponde a los postes exclusivamente, es posible prever ventanales de grandes proporciones. Frecuentemente se saca partido de las cualidades estéticas de la madera dejando aparentes las vigas y los postes. En tal caso el tratamiento apropiado de las uniones puede ensalzar el atractivo del proyecto. Si se emplean vigas de madera laminada encolada es posible lograr espacios libres de grandes proporciones. Debe advertirse que el sistema de poste y dintel no suele resultar económico debido al costo de las piezas robustas de madera maciza o de madera laminada que se requieren.

Dadas las dimensiones de las piezas las uniones suelen realizarse con pernos, conectores o pijas, frecuentemente combinados con detalles a base de placas de acero semejantes a los mostrados en la figura 12.11. En la figura 14.2 se ilustran algunos ensamblajes típicos en las construcciones de poste y dintel.

Un aspecto importante del diseño de estructuras de poste y dintel es la forma de obtener suficiente resistencia y rigidez frente a las fuerzas horizontales. Dadas las incertidumbres en el grado de continuidad que puede lograrse en las uniones entre las vigas y las columnas y entre éstas y la cimentación, es reco-

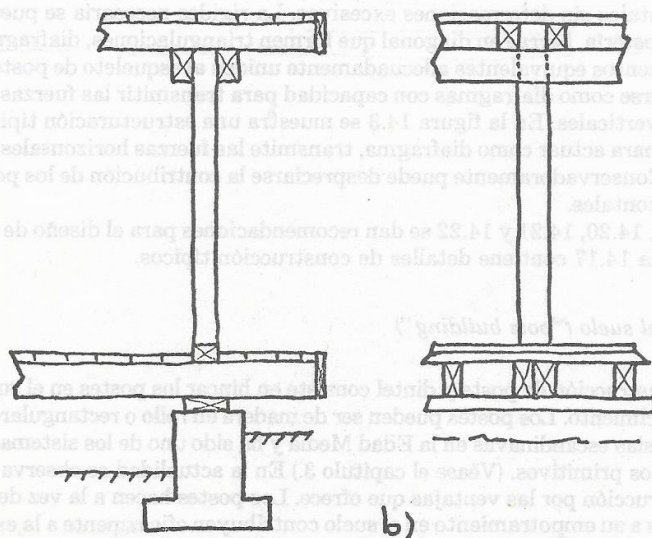
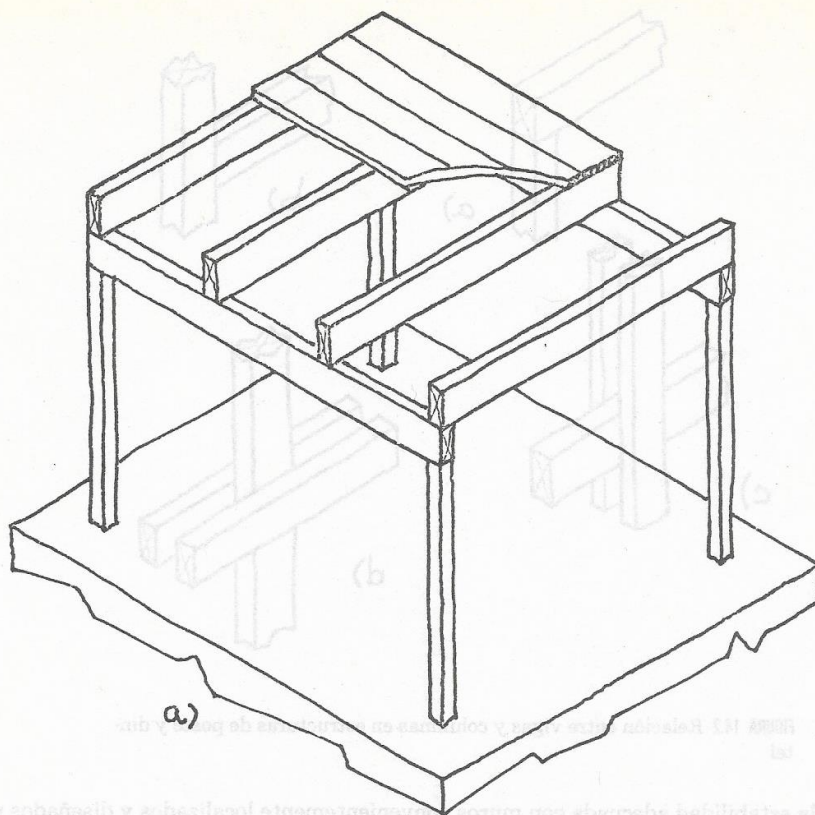


FIGURA 14.1 Construcción con poste y dintel

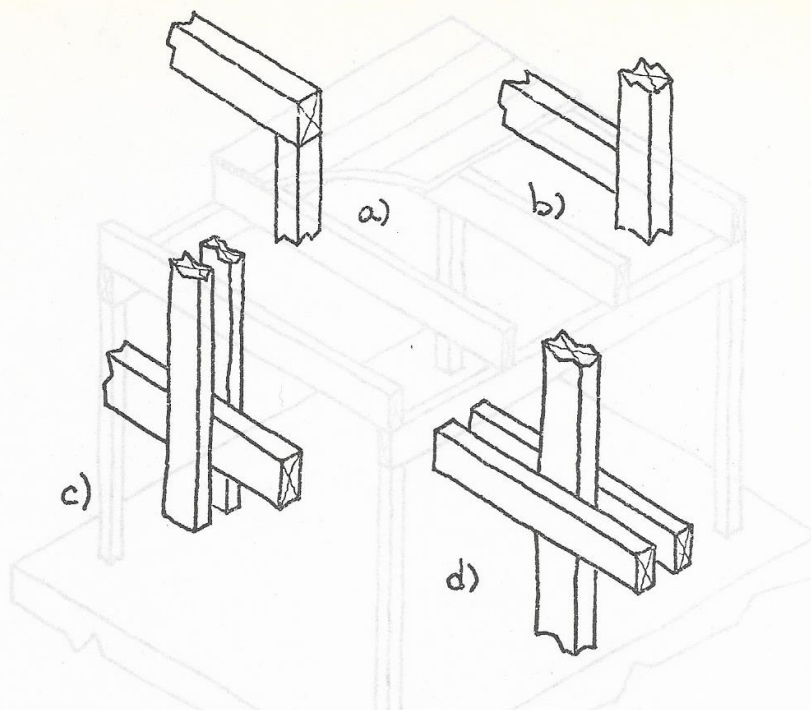


FIGURA 14.2 Relación entre vigas y columnas en estructuras de poste y dintel

mendable buscar la estabilidad adecuada con muros convenientemente localizados y diseñados para que resistan las fuerzas horizontales sin deformaciones excesivas. La rigidez necesaria se puede obtener por medio de rellenos de mampostería, barras en diagonal que formen triangulaciones, diafragmas de madera contrachapada u otros elementos equivalentes adecuadamente unidos al esqueleto de postes y vigas. Los techos o pisos deben diseñarse como diafragmas con capacidad para transmitir las fuerzas horizontales a los elementos rigidizantes verticales. En la figura 14.3 se muestra una estructuración típica. El techo de vigas y tablones, diseñado para actuar como diafragma, transmite las fuerzas horizontales a los muros de cortante de mampostería. Conservadoramente puede despreciarse la contribución de los postes a la resistencia a estas fuerzas horizontales.

En las referencias 14.12, 14.20, 14.21 y 14.22 se dan recomendaciones para el diseño de estructuras de poste y dintel. La referencia 14.17 contiene detalles de construcción típicos.

14.3.2 Postes hincados en el suelo ("pole building")

Una modalidad de la construcción de poste y dintel consiste en hincar los postes en el suelo en lugar de apoyarlos sobre una base o cimiento. Los postes pueden ser de madera en rollo o rectangulares. Así se construyeron muchas de las iglesias escandinavas en la Edad Media y ha sido uno de los sistemas estructurales más usuales entre los pueblos primitivos. (Véase el capítulo 3.) En la actualidad se observa un interés creciente por este tipo de construcción por las ventajas que ofrece. Los postes hacen a la vez de cimentación y de superestructura. Gracias a su empotramiento en el suelo contribuyen eficazmente a la estabilidad de la estructura frente a las fuerzas laterales. El sistema es apropiado para construcciones en terreno accidentado o en terrenos con rellenos. Permite elevar el piso respecto al nivel del suelo a un bajo costo, lo que es de interés en muchas edificaciones rurales. Un aspecto que debe vigilarse es la protección de los postes con un preservador adecuado. En la figura 14.4 se pueden apreciar detalles típicos de este tipo de construcción.

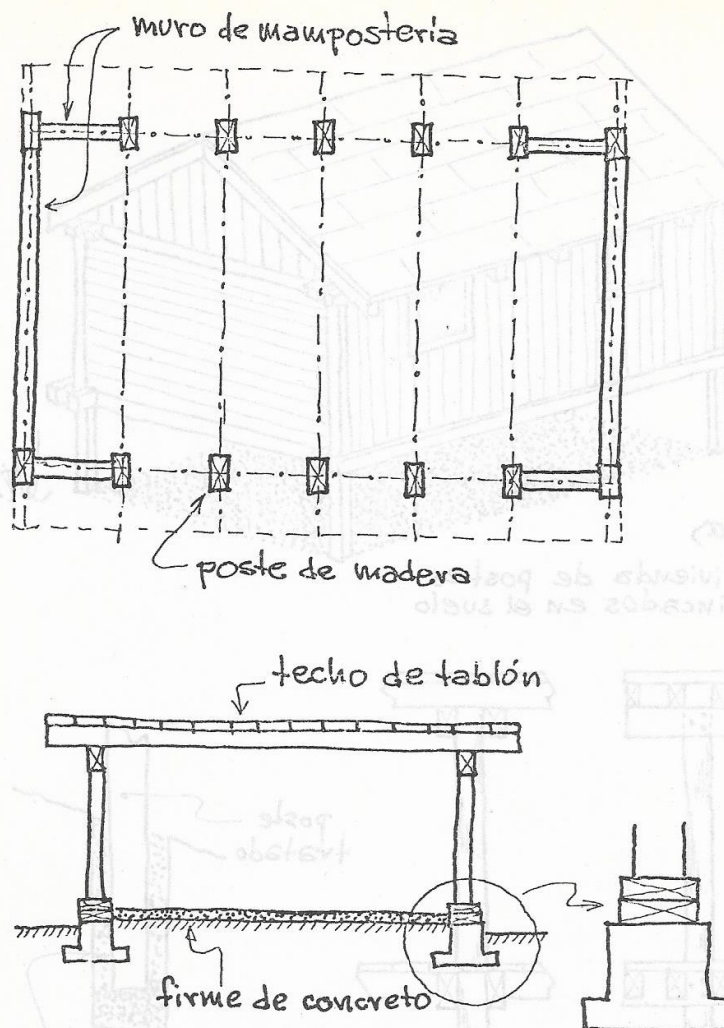
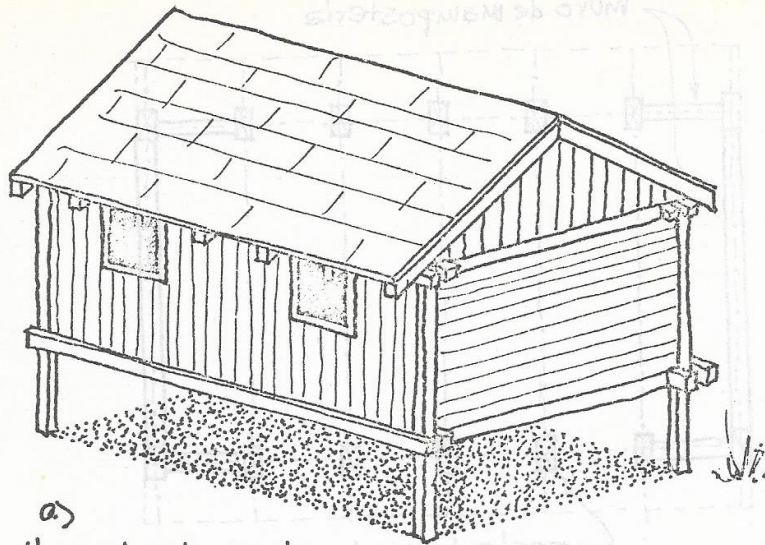


FIGURA 14.3 Estructura de poste y dintel con muros de cortante de mampostería

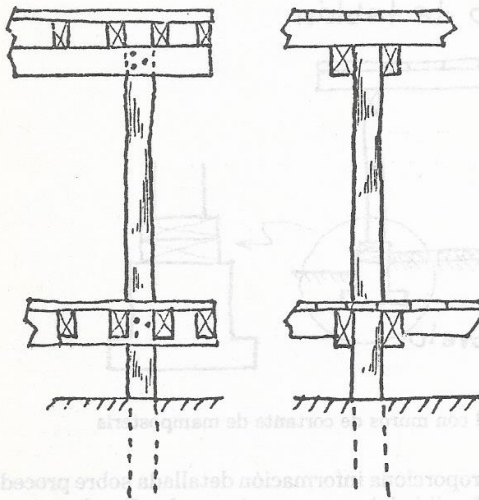
En las referencias 14.16, 14.23, 14.24 y 14.25 se proporciona información detallada sobre procedimientos de construcción, métodos para determinar la profundidad de empotramiento, detalles de uniones y recomendaciones sobre el tratamiento de los postes.

14.3.3 Viviendas de armazón de madera ("timber frame houses")

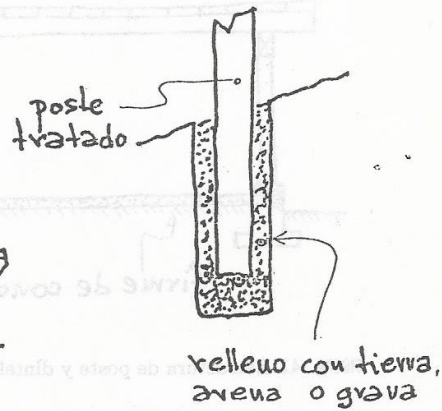
El sistema estructural más comúnmente empleado en la actualidad en la construcción de viviendas de madera es el que en este texto se denomina de "armazón" y que en la literatura técnica en lengua inglesa suele conocerse por "timber frame construction", "wood frame building" o algún término análogo. Se caracteriza este sistema por el ensamble mediante clavos de piezas estandar de dimensiones pequeñas (un espesor de unos cuatro a cinco centímetros es usual) para formar estructuras espaciales. Los muros están constituidos por piezas verticales forradas con triplay o duela. El piso está formado por viguetas que soportan una cubierta también de triplay o duela. A veces, para mejorar la rigidez, se recurre a elementos



a)
Vivienda de postes
hincados en el suelo



b) Detalles de estructura de
techo plano



c) Detalle típico de
empotramiento
de un poste

FIGURA 14.4 Detalles de estructuras de postes hincados en el suelo

El sistema estructural más comúnmente empleado en la construcción de viviendas de madera es el que se conoce como "timber frame building" o "lignos de estructura". Se caracteriza por el uso de vigas de madera de grandes dimensiones (un espesor de unos cuantos centímetros) para formar estructuras espaciales. Los muros están constituidos por piezas verticales forradas con triplay o dural. El piso está formado por vigas que soportan una cubierta también de triplay o dural. A veces, para mejorar la rigidez, se recurre a elementos

diagonales formando sistemas triangulados. Para el techo se emplean viguetas, cuando los claros son pequeños o armaduras ligeras como las descritas en la sección 13.2.7, con diversos materiales de techado. Tanto las piezas verticales como las viguetas y las armaduras se colocan a separaciones relativamente pequeñas. Los espaciamientos usuales son 30, 40 y 60 cm y, menos frecuentemente, 120 cm. Todas estas dimensiones permiten un aprovechamiento eficiente de las medidas comerciales del triplay y de diversos materiales apropiados para el recubrimiento de los muros.

Las estructuras de este tipo exhiben un excelente comportamiento ante las acciones sísmicas ya que además de tener poca masa, tanto sus muros como sus pisos actúan como diafragmas. Por supuesto su resistencia a las acciones del viento también es satisfactoria; con detalles de unión y de anclaje adecuados pueden soportar vientos huracanados (14.11).

Existen dos variantes básicas. En una, el sistema denominado "*balloon frame*" (*armazón de globo*) por su ligereza, en edificios de más de un nivel los elementos verticales son continuos de nivel a nivel, desde la cimentación (Figs. 3.30 y 14.5). Como se señaló en la sección 3.7.1, esta forma de usar madera en la construcción de estructuras ligeras se desarrolló en los Estados Unidos en la primera mitad del siglo pasado. En épocas más recientes esta variante ha ido cayendo en desuso, siendo desplazada por el sistema de *plataforma*, cuyas características esenciales pueden apreciarse en la figura 14.6. En esta variante, se construye primero una plataforma sobre la cimentación, se erigen las piezas verticales de los muros con una altura igual a la planta baja, y se construye otra plataforma sobre estas piezas, sobre la que se levantan los elementos verticales del segundo piso. Esta forma de proceder permite una mejor planeación de actividades puesto que en una etapa temprana de la construcción, se cuenta con un espacio cubierto en el que se pueden iniciar los trabajos de instalaciones y acabados. Además el sistema se presta al empleo de paneles u otros componentes prefabricados, que suelen producirse con alturas de un nivel. Una modalidad típica a base de paneles prefabricados en planta o a pie de obra se describe en la referencia 14.1.

El análisis y dimensionamiento de viviendas de armazón de madera se trata con detalle en las referencias 14.18 y 14.19. Otras referencias útiles son las 14.4, 14.5, 14.6, 14.10, 14.14, 14.34 y 14.35.

14.3.4 Estructuras en A

Las estructuras en A se han utilizado con éxito en viviendas vacacionales. Sin embargo debe advertirse que su forma, ventajosa desde el punto de vista de la estabilidad que proporciona, impide un aprovechamiento eficiente del espacio. En la figura 14.7 se muestra esquemáticamente un ejemplo típico.

14.3.5 Estructuras mixtas

Los sistemas mixtos de mampostería para los muros y madera para los pisos y techos son tradicionales en México. La bóveda catalana, que fue mencionada en la sección 3.7.2 es un ejemplo típico.

Estos sistemas tradicionales pueden mejorarse diseñando los elementos de madera con bases ingenieriles. Una alternativa de interés podría consistir en una combinación de muros de mampostería, pisos de viguetas de madera y techos de armaduras ligeras como las citadas en la sección 13.2.7.

Como se indicó en la sección 12.4.1, un aspecto del diseño de estructuras mixtas que requiere especial atención es el de la unión entre la mampostería y los elementos de madera, sobre todo cuando los pisos y techos, actuando como diafragmas, transmiten fuerzas horizontales a los muros. En las figura 12.9 y 12.10 se sugieren unos detalles de apoyos de viguetas sobre muros de mampostería. Los detalles de la figura 14.8 ilustran dos maneras de apoyar viguetas sobre muros de bloques de concreto.

14.3.6 Otros sistemas

En los últimos años, tanto en América del Norte como en Europa se han realizado diversos programas de investigación encaminados a encontrar maneras de utilizar la madera en la construcción de viviendas con mayor eficiencia que en los sistemas tradicionales, que, por regla general, se han ido desarrollando en forma empírica. En estos nuevos métodos se intenta aprovechar al máximo las propiedades de la madera, buscar combinaciones apropiadas con otros materiales y simplificar los procedimientos de construcción. Muchos de ellos recurren a sistemas de producción industrializados y al empleo de algún tipo de panel compuesto como los mencionados en la sección 10.6.7. Véase, por ejemplo, las referencias 14.26 a 14.29.

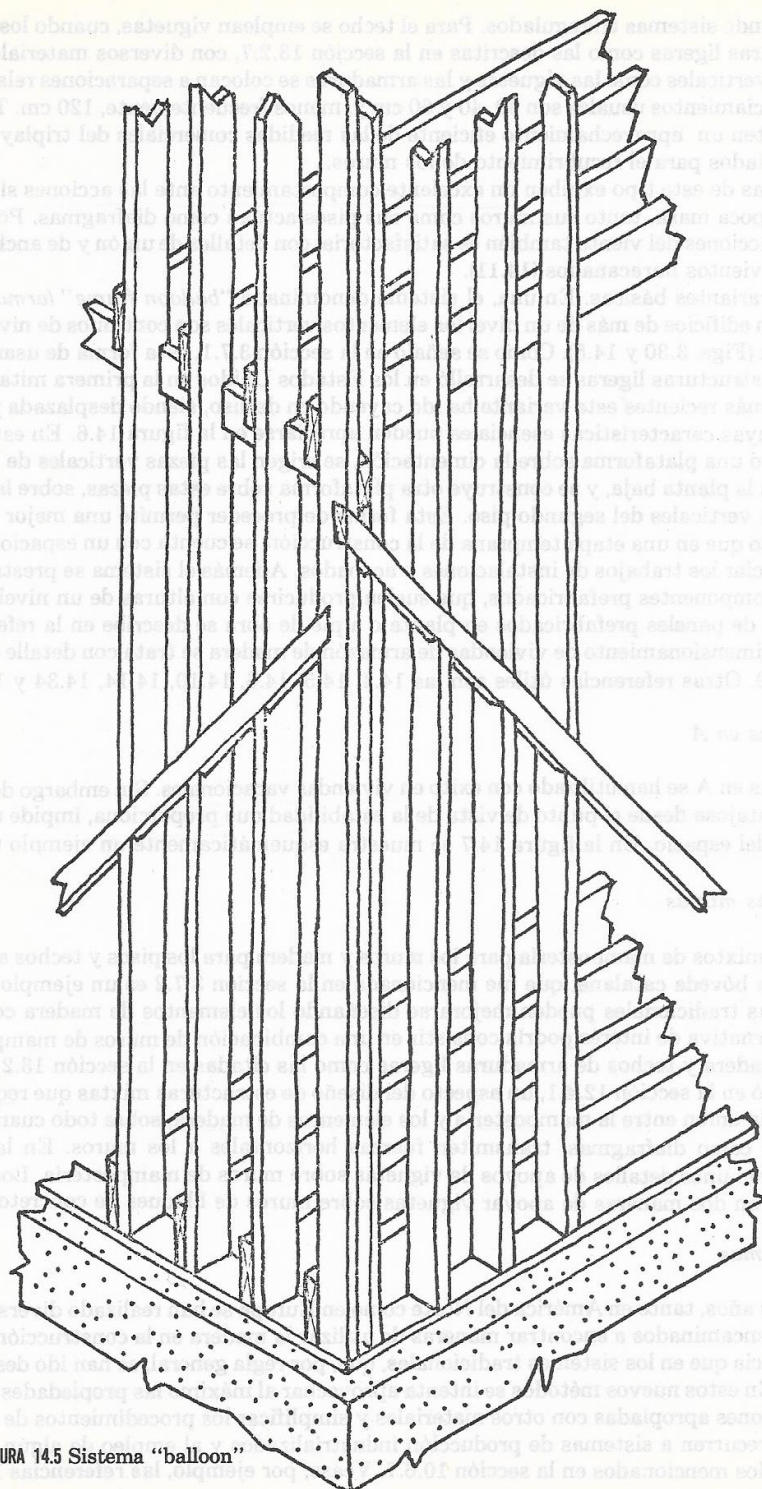


FIGURA 14.5 Sistema "balloon"

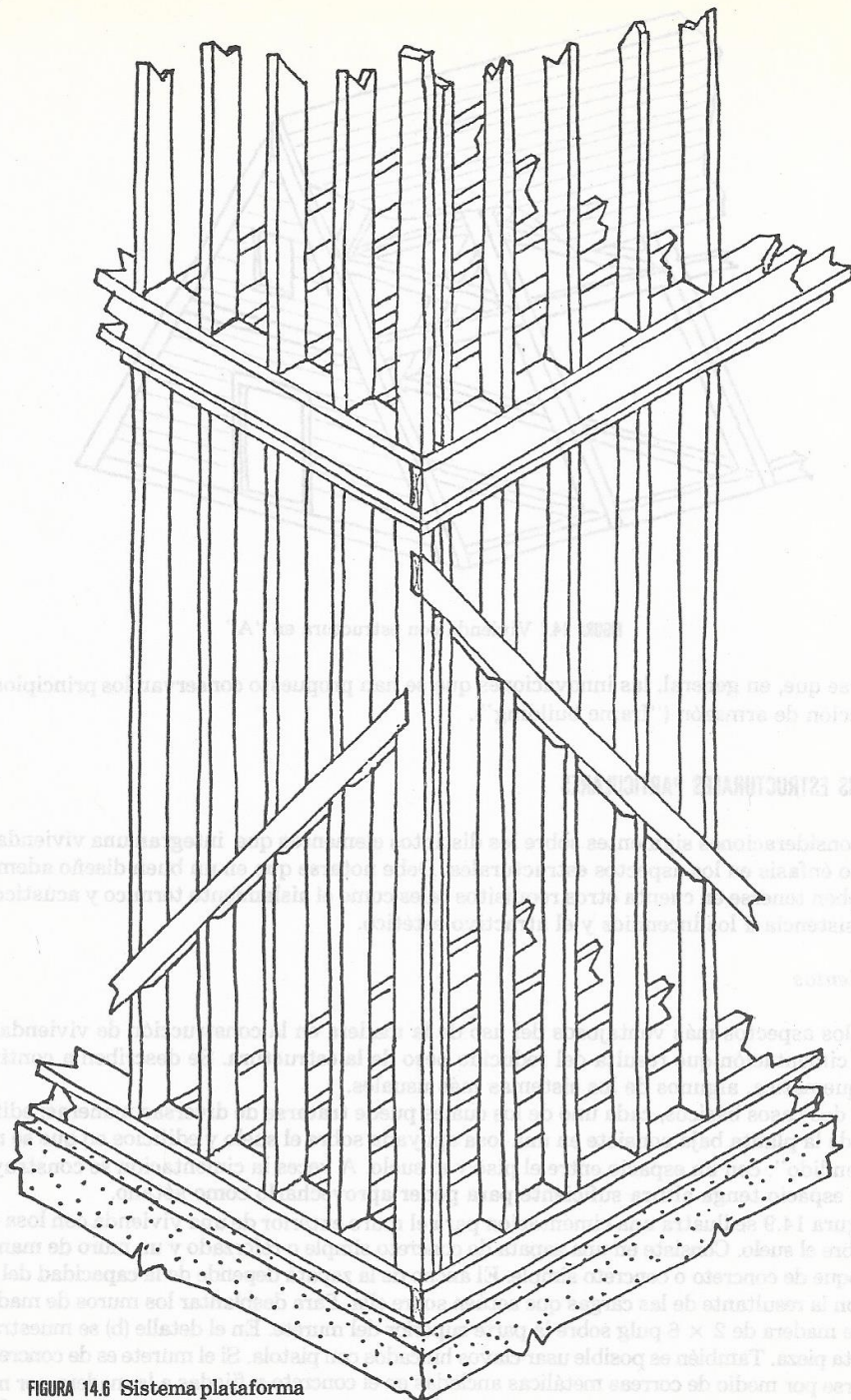


FIGURA 14.6 Sistema plataforma

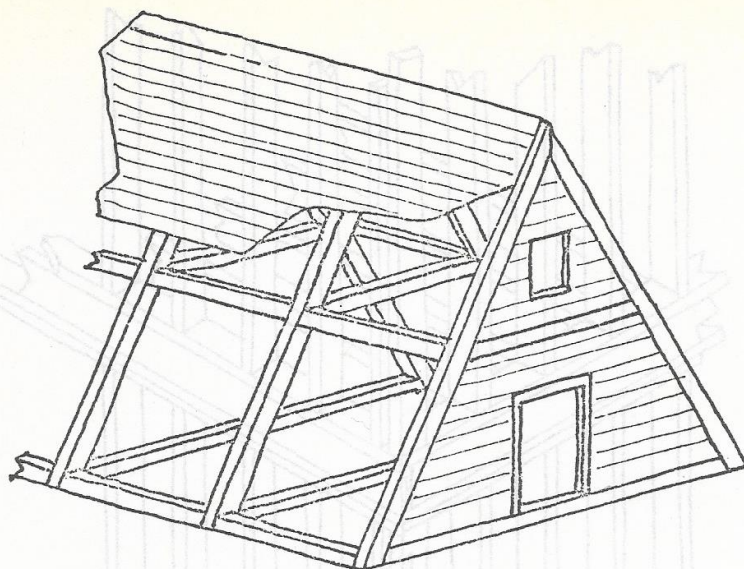


FIGURA 14.7 Vivienda con estructura en "A"

Debe notarse que, en general, las innovaciones que se han propuesto conservan los principios básicos de la construcción de armazón ("frame building").

14.4 ASPECTOS ESTRUCTURALES PARTICULARES

En las consideraciones siguientes sobre los distintos elementos que integran una vivienda de madera se ha puesto énfasis en los aspectos estructurales. Debe notarse que en un buen diseño además de estos aspectos deben tenerse en cuenta otros requisitos tales como el aislamiento térmico y acústico, la durabilidad, la resistencia a los incendios y el atractivo estético.

14.4.1 Cimientos

Uno de los aspectos más ventajosos del uso de la madera en la construcción de viviendas es el bajo costo de la cimentación que resulta del reducido peso de la estructura. Se describen a continuación, de manera esquemática, algunos de los sistemas más usuales.

Existen dos casos básicos, cada uno de los cuales puede tratarse de diversas maneras: edificios en los que el piso de la planta baja consiste en una losa apoyada sobre el suelo y edificios en que se recurre a un piso "suspendido", con un espacio entre el piso y el suelo. A veces la cimentación se construye de manera que este espacio tenga altura suficiente para poder aprovecharlo como sótano.

En la figura 14.9 se ilustra una cimentación para el muro exterior de una vivienda con losa de concreto apoyada sobre el suelo. Consiste en una zapata de concreto simple o reforzado y un muro de mampostería de tabique, bloque de concreto o concreto simple. El ancho de la zapata depende de la capacidad del suelo. Debe centrarse con la resultante de las cargas que actúan sobre ella. Para desplantar los muros de madera se ancla una pieza de madera de 2 x 6 pulg sobre la parte superior del murete. En el detalle (b) se muestra una forma de anclar esta pieza. También es posible usar clavos hincados con pistola. Si el murete es de concreto el anclaje puede lograrse por medio de correas metálicas ancladas en el concreto y fijadas a la madera por medio de clavos (detalle (c)). Si la estructura está expuesta a fuerzas de importancia debidas a viento o sismo el enclaje tanto de la pieza de apoyo al murete como del muro de madera a la pieza de apoyo debe detallarse con cuidado. En los capítulos 10 y 14 de la referencia 14.18 se trata ampliamente el diseño de anclajes. En el detalle (b) se

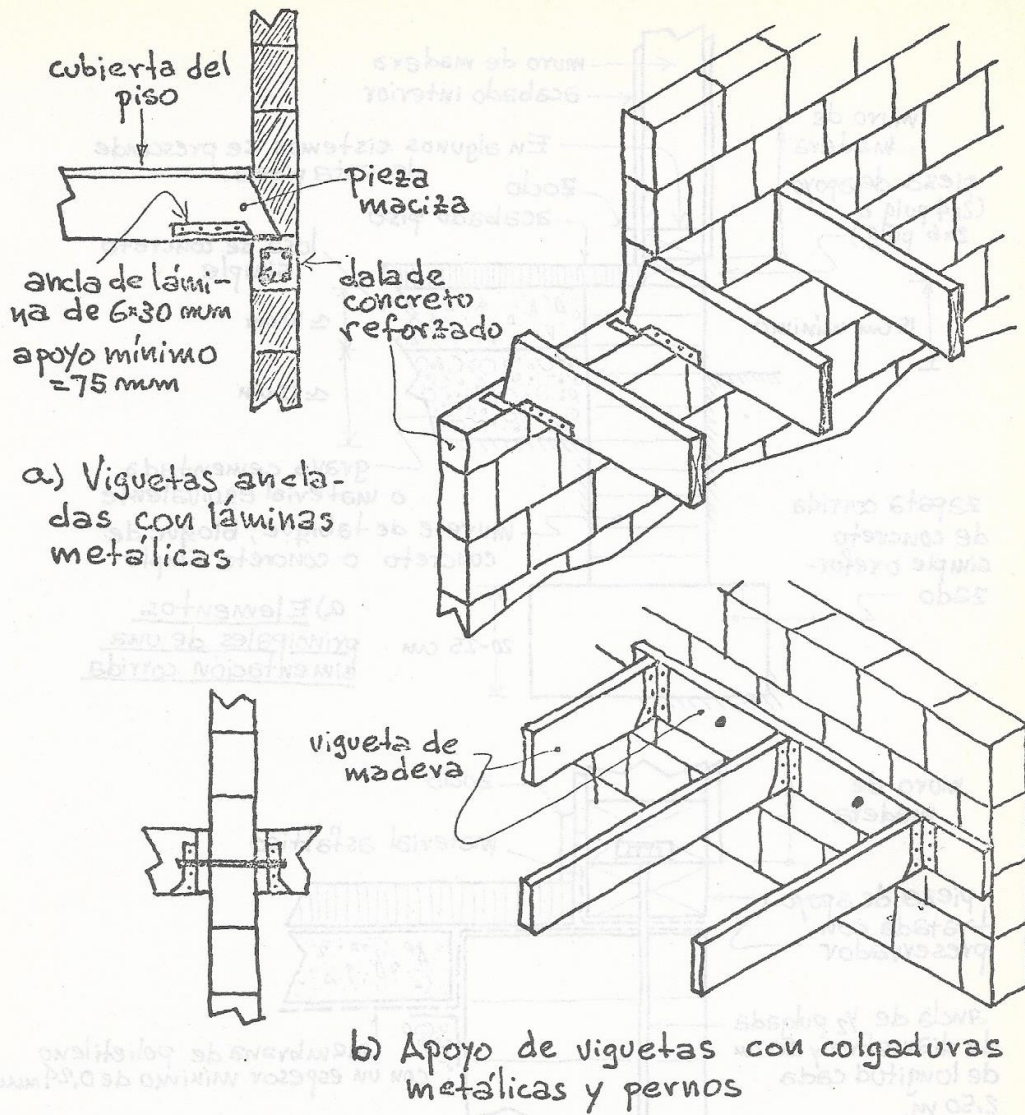


FIGURA 14.8 Apoyos de viguetas sobre muro de bloque de concreto

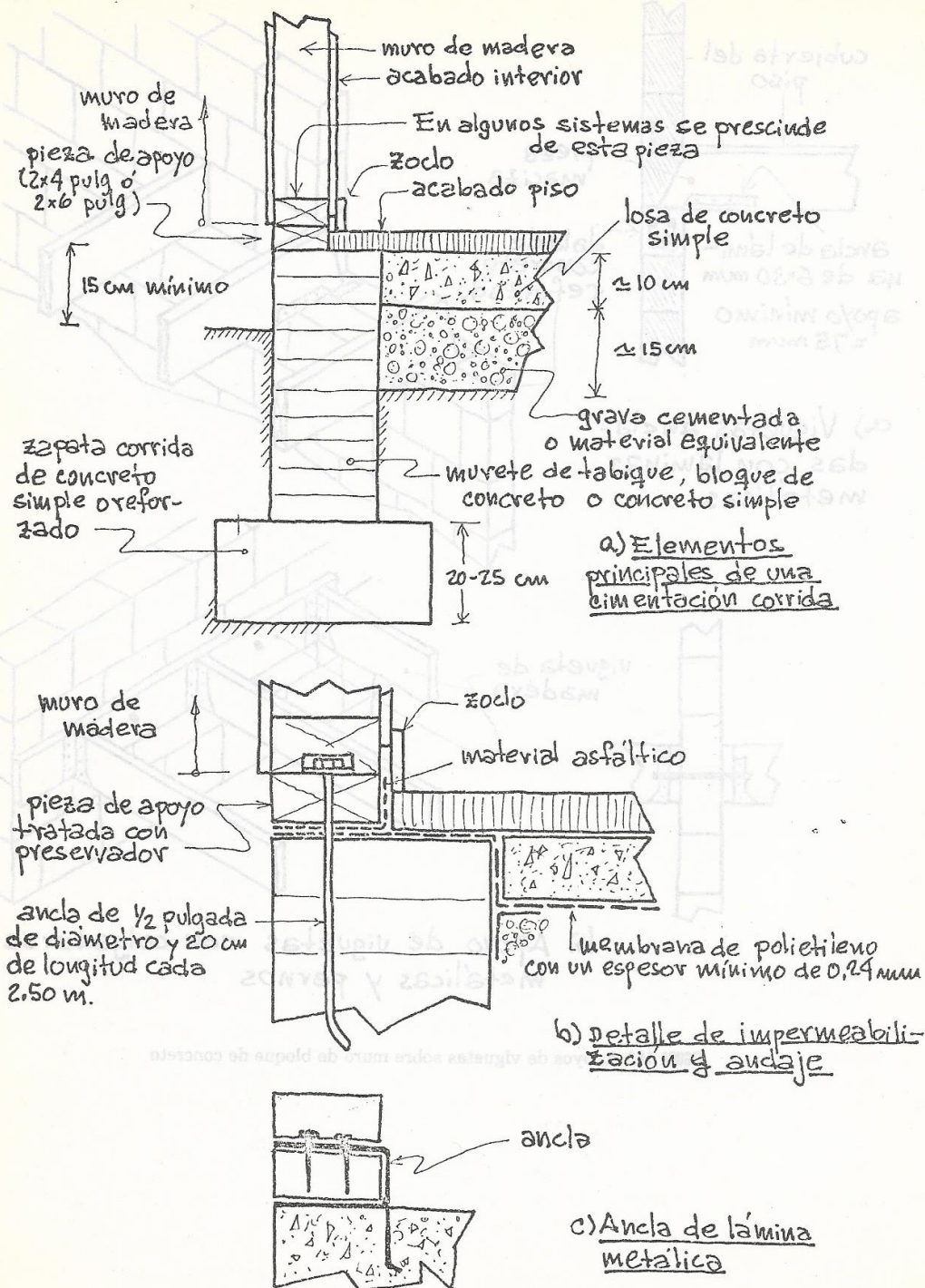


FIGURA 14.9 Cimentación corrida (muro de mampostería de piedras artificiales o de concreto simple)

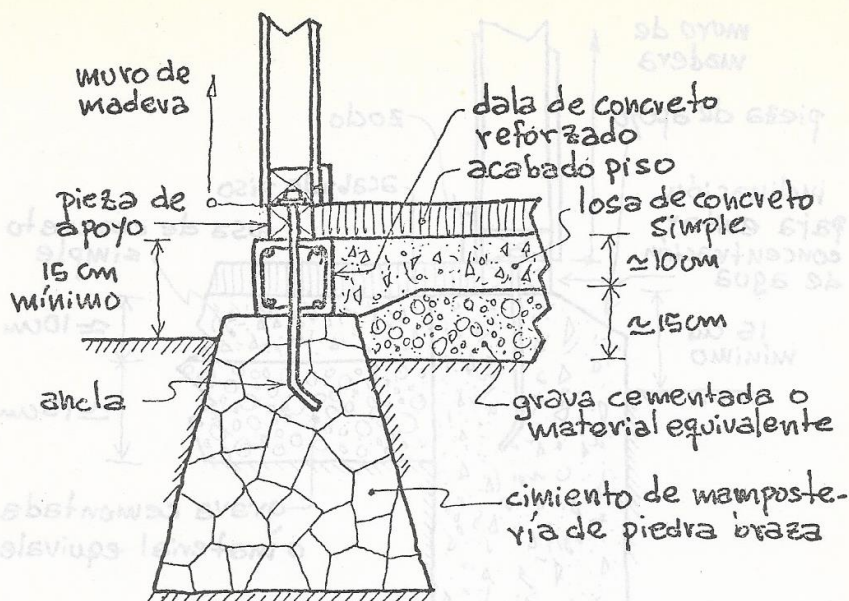


FIGURA 14.10 Cimentación de piedra braza

muestra una manera de proteger la estructura de madera contra la humedad. Suele recomendarse que la pieza de apoyo se trate con preservador y que se prevea una distancia mínima de 15 cm entre ella y el suelo. La pieza de apoyo debe estar correctamente nivelada. Esto se puede lograr por medio de una capa de mortero. Una posible desventaja de la alternativa mostrada son los movimientos relativos entre el murete y la losa que pueden presentarse si el suelo es de baja capacidad. Estos movimientos pueden afectar los acabados del piso.

En lugar de la cimentación de zapata y murete puede utilizarse un cimiento de piedra braza como el que es tradicional en muchas regiones de México. En la figura 14.10 se sugieren unos detalles posibles. Los detalles de anclaje y de protección contra la humedad son semejantes a los indicados en la figura 14.9.

Para construir las cimentaciones que se acaban de describir es necesario excavar una zanja lo suficientemente amplia para que los albañiles puedan trabajar. Es posible evitar esto si las características del suelo son tales que pueda abrirse una zanja de unos 30 o 40 cm, con una excavadora mecánica. Dada la ligereza de la estructura de madera un ancho de este orden es frecuentemente adecuado. La zanja puede rellenarse de concreto simple o concreto ciclópeo sin necesidad de utilizar cimbra, salvo para la porción que sobresalga del suelo. En la figura 14.11 se muestra un detalle típico. También en este caso es necesario prever detalles que protejan la madera contra la humedad así como un anclaje adecuado.

Los trabajos de excavación pueden reducirse notablemente construyendo la estructura de madera sobre una losa de concreto reforzado como se indica en la figura 14.12. La losa debe engrosarse y reforzarse convenientemente debajo de los muros perimetrales y de los muros de carga interiores. Suele colarse sobre una capa de grava cementada o de un material análogo. Como protección contra la humedad puede tenderse una membrana de polietileno sobre la grava cementada antes del colado del concreto. Los detalles de anclaje y de protección de las piezas de apoyo para el desplante de los muros de madera son semejantes a los de los cimientos descritos anteriormente.

Los pisos a base de losas o firmes de concreto colados directamente sobre el suelo presentan algunos inconvenientes. Por ejemplo, el sistema no se presta a terrenos con pendiente ya que puede requerirse una excavación de alguna importancia para formar la superficie plana necesaria para el colado de la losa. Tampoco es apropiado en climas fríos por la dificultad de prever un aislamiento térmico adecuado. Estos inconvenientes pueden obviarse mediante el empleo de pisos "suspendidos" de viguetas y cubiertas de madera.

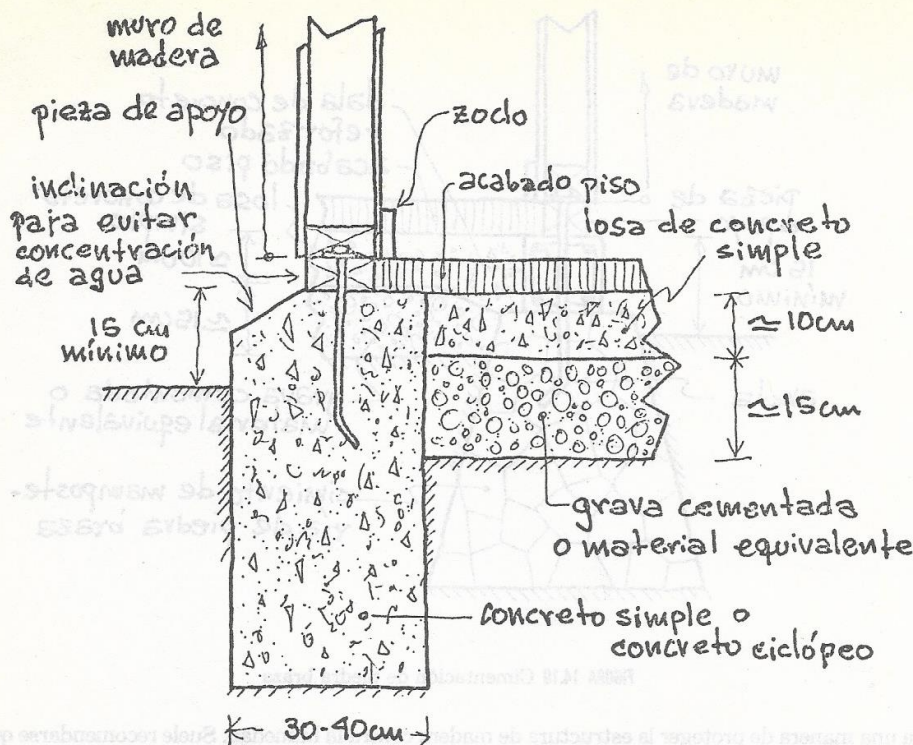


FIGURA 14.11 Cimentación corrida de concreto simple o ciclópeo colado en zanja hecha con excavadora mecánica.

En la figura 14.13 se ilustra una cimentación para piso suspendido basada en la práctica usual en los Estados Unidos. Se recomienda un espacio mínimo de 45 cm de altura que permita la inspección y reparación del piso. Debe mantenerse una distancia mínima de 15 cm entre cualquier elemento de madera y el suelo. Además debe contarse con ventilación adecuada. Los extremos interiores de las viguetas del sistema de piso se apoyan sobre vigas de madera maciza formadas por una o varias piezas que transmiten la carga a pedestales sobre zapatas aisladas. La colocación de la pieza de apoyo es un aspecto crítico de la construcción puesto que ésta sirve de guía para el montaje del resto de la estructura.¹ Debe alinearse correctamente y nivelarse con cuidado con una capa de mortero como se indica en el detalle (c) de la figura 14.13. En este detalle se muestra también la capa de material aislante que suele especificarse.

En la práctica inglesa no se prevé espacio suficiente para tener acceso a la parte inferior del piso: la distancia mínima libre se limita a sólo 12.5 cm. En cambio, como protección contra la humedad, se exige que el suelo se cubra con un firme de concreto de 5 cm o con una membrana de polietileno bajo una capa de arena. Además se exige que el nivel del suelo exterior sea inferior al nivel de la capa protectora del interior, al contrario de lo usual en la práctica de los Estados Unidos.

El empleo de una cimentación corrida como la descrita para los muros de una vivienda con piso suspendido cuando el suelo tiene una capacidad adecuada, implica una superficie de apoyo superior a la estrictamente necesaria, con el consiguiente desperdicio de materiales. Esto puede evitarse apoyando el muro sobre cimientos aislados. Estos cimientos pueden consistir en pedestales de mampostería apoyados sobre zapatas, semejantes a la cimentación para un apoyo interior como la mostrada en la figura 14.13-b, o en pilas, como la de la figura 14.14. Las dimensiones de las pilas dependerán de las características del suelo y de la importancia de las acciones del viento y de los sismos a las que pueda estar expuesta la estructura. Pueden ser de concreto simple o de concreto reforzado, según sus proporciones. La excava-

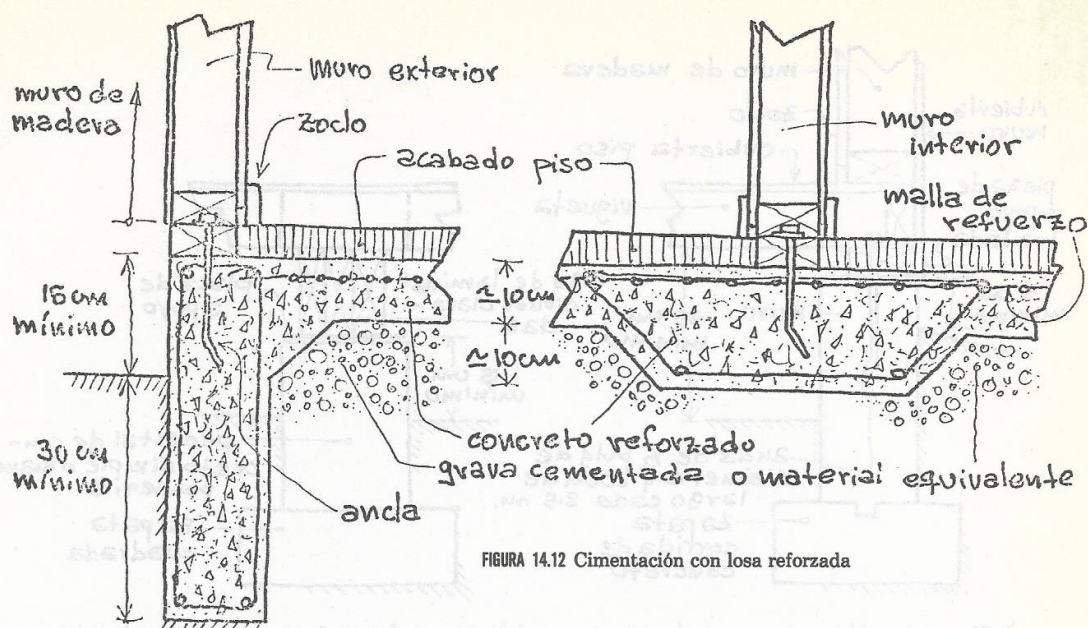


FIGURA 14.12 Cimentación con losa reforzada

ción puede hacerse a mano o con máquina perforadora; cuando el suelo lo permite el concreto se cuela directamente, sin necesidad de cimbra.

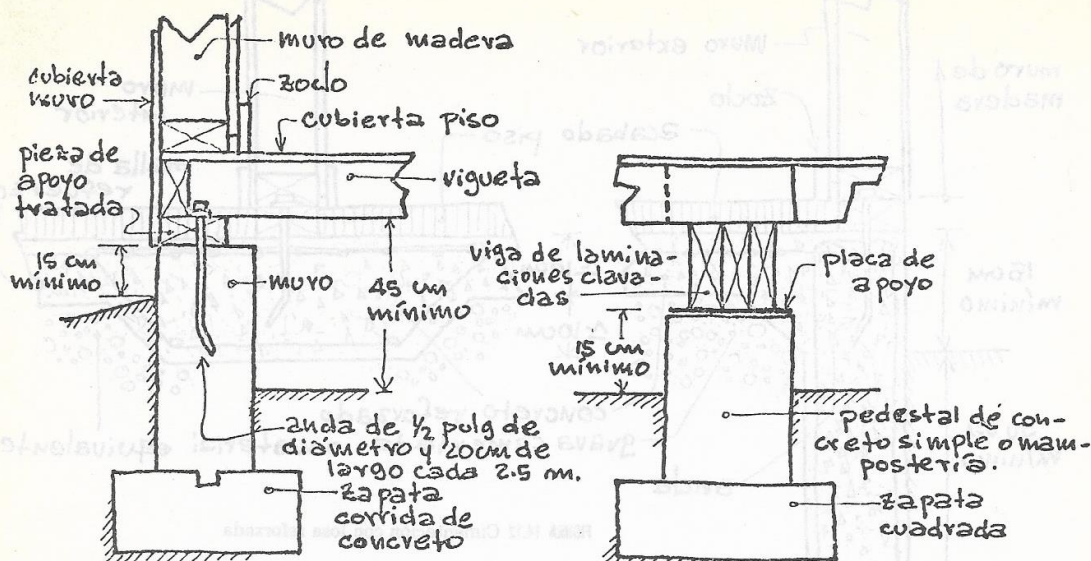
En una variante, apropiada para suelos de baja capacidad se cuela una zapata en el fondo de un agujero de dimensiones adecuadas sobre la que se apoya una columna de concreto o concreto reforzado. La columna puede colarse con una cimbra ordinaria de madera o con un tubo de cartón.

En la figura 14.15 se muestra una alternativa que se ha empleado con éxito en Australia y Nueva Zelanda (14.13). Consiste en postes de madera, debidamente tratados, apoyados sobre una zapata de concreto. Los postes generalmente son de madera rolliza o piezas cuadradas de 4 x 4 pulg o 6 x 6 pulg. Cuando existe riesgo de fuerzas laterales de importancia el agujero puede rellenarse con concreto en el que puede fijarse el poste por medio de anclas metálicas. Las separaciones entre cimientos dependen de la capacidad de carga; suelen ser del orden de 2.5 a 3.5 m.

14.4.2 Sistemas de piso

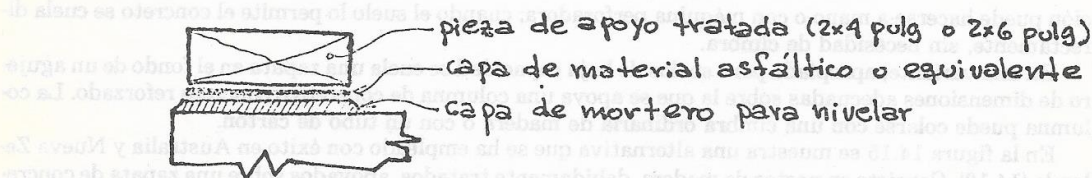
Los sistemas de piso de madera pueden clasificarse en dos grandes grupos: los formados por viguetas a separaciones pequeñas sobre las que se apoya una cubierta de duelas o de triplay, y los formados por vigas robustas a separaciones relativamente grandes, que soportan tablonés ("plank and beam").

El primero de los sistemas mencionados es el más frecuentemente utilizado en la construcción de viviendas. Las viguetas tienen un ancho nominal de 5 cm (2 pulg), 20 cm (8 pulg) o 25 cm (10 pulg), dependiendo de la carga que deba soportar el piso. Las separaciones usuales son 30 cm (12 pulg), 40 cm (16 pulg) y 60 cm (24 pulg) y, menos frecuentemente, 120 cm (48 pulg). Se acostumbra proporcionar apoyo lateral a las viguetas por medio de detalles como los de la figura 9.8. Según algunos estudios experimentales la utilidad de estos elementos es dudosa (14.4). En cubiertas de duelas éstas tienen un grosor nominal de 2 cm (3/4 pulg) a 2.5 cm (1 pulg) y anchos de 10 cm (4 pulg), 15 cm (6 pulg) o 20 cm (8 pulg). Las duelas, que en algunos casos tienen machihembrado, pueden colocarse sobre las viguetas diagonalmente, como en la fig. 14.16-a, o perpendicularmente respecto a las viguetas, siendo la primera alternativa la más común. Cuando la duela estructural es perpendicular a las viguetas, si se utiliza duela superpuesta para el acabado del piso ésta debe quedar perpendicular a la duela estructural (figura 14.16-b). La colocación en diagonal de la duela estructural tiene la ventaja de permitir colocar las duelas de acabado tanto perpendicular como paralelamente a las viguetas. En la figura 14.16-b se puede apreciar cómo colocar material aislante cuando éste se requiere.



a) Cimentación muro exterior

b) Cimentación apoyos interiores



c) Detalle pieza de apoyo

FIGURA 14.13 Cimentación de murete corrido para piso suspendido

Los espesores de las cubiertas de triplay varían de 2 cm (3/4 pulg) a 2.5 cm (1 pulg). Las características de los pisos de viguetas y madera contrachapada se expusieron en la sección 10.6.2.

La forma en que los sistemas de piso soportan las cargas de viguetas y cubierta depende de las rigideces relativas de ambos elementos. Se intuye, por ejemplo, que las viguetas contiguas a la vigueta sobre la que actúa una carga concentrada contribuirán en algún grado a resistir dicha carga gracias a la presencia del triplay o duela. La forma en que las NTC toman en cuenta este comportamiento solidario de las viguetas, se ilustró en los ejemplos 9.12 y 9.15. Véase también la sección 9.4.5. Los fundamentos teóricos de las reglas propuestas en las NTC se exponen en la referencia 14.30.

Por regla general la capacidad de carga de un piso como los descritos se determina con base en las propiedades de las viguetas y de la cubierta. Sin duda influyen también en el comportamiento de estos pisos las características de los materiales empleados en sus acabados, que varían desde duelas hasta algún tipo de alfombrado. El desarrollo de reglas para tomar en cuenta el efecto de diversos tipos de acabado podría contribuir en algunos casos al logro de economías significativas.

Para mayor información sobre las características de pisos de viguetas y cubierta de duela o madera contrachapada consúltense las referencias 14.4, 14.17 y 14.18.

El segundo sistema mencionado, el de vigas y tablones, es de uso menos común que el de viguetas a separaciones pequeñas. Suele asociarse con la construcción de poste y dintel. Dadas las separaciones relativamente grandes entre las vigas no son aplicables las recomendaciones basadas en acción solidaria, comentadas anteriormente.

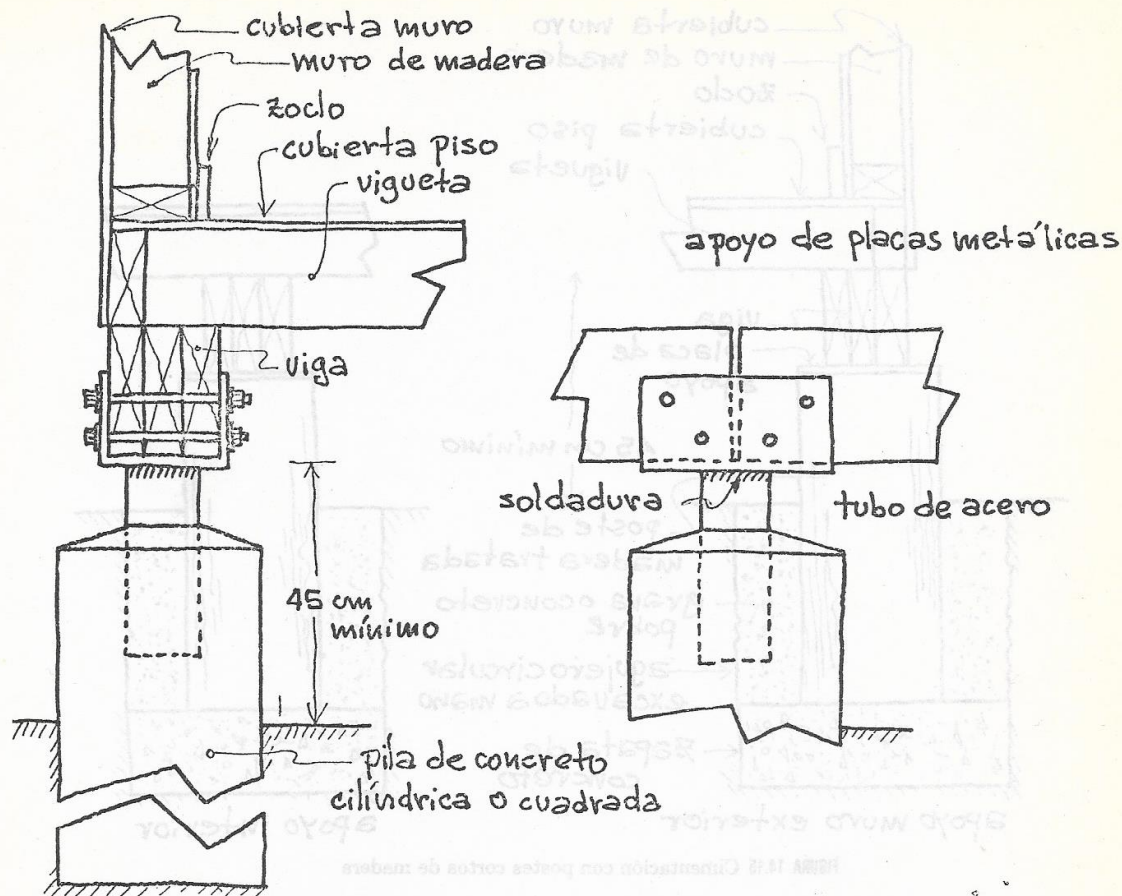


FIGURA 14.14 Cimentación con pilas de concreto

Para un mejor comportamiento ante cargas concentradas los tablones suelen tener algún tipo de machihembrado como los mostrados en la figura 14.17-b. Pueden ser macizos o laminados de varias piezas de peralte menor. En la figura citada se dan las dimensiones usuales.

Los tablones pueden disponerse de diversas maneras. Los tablones libremente apoyados exhiben mayores deflexiones que los tablones continuos en dos o más claros. Si los tablones están machihembrados no es necesario que sus extremos coincidan con los apoyos. Esto permite aprovechar totalmente las piezas, sin necesidad de hacer recortes cuando éstas se suministran con longitudes variables, como sucede en la práctica frecuentemente. Cuando se recurre a este tipo de arreglo se deben seguir las reglas que se establecen al respecto en manuales como las referencias 14.31 y 14.32.

Además de los dos sistemas de piso básicos que se han descrito existen numerosas variantes, muchas de ellas a base de paneles prefabricados de diversos tipos.

14.4.3 Sistemas de techo

Además de soportar su peso propio y el de los materiales de techado y del cielo raso así como las cargas vivas y accidentales que pudieran presentarse, el sistema de techo de una vivienda debe proteger los espacios interiores contra la intemperie, en primer lugar garantizando un desagüe adecuado. A veces deberá preverse también el peso de instalaciones diversas e incluso el de un tanque de agua. Otro aspecto a considerar es el aislamiento térmico.

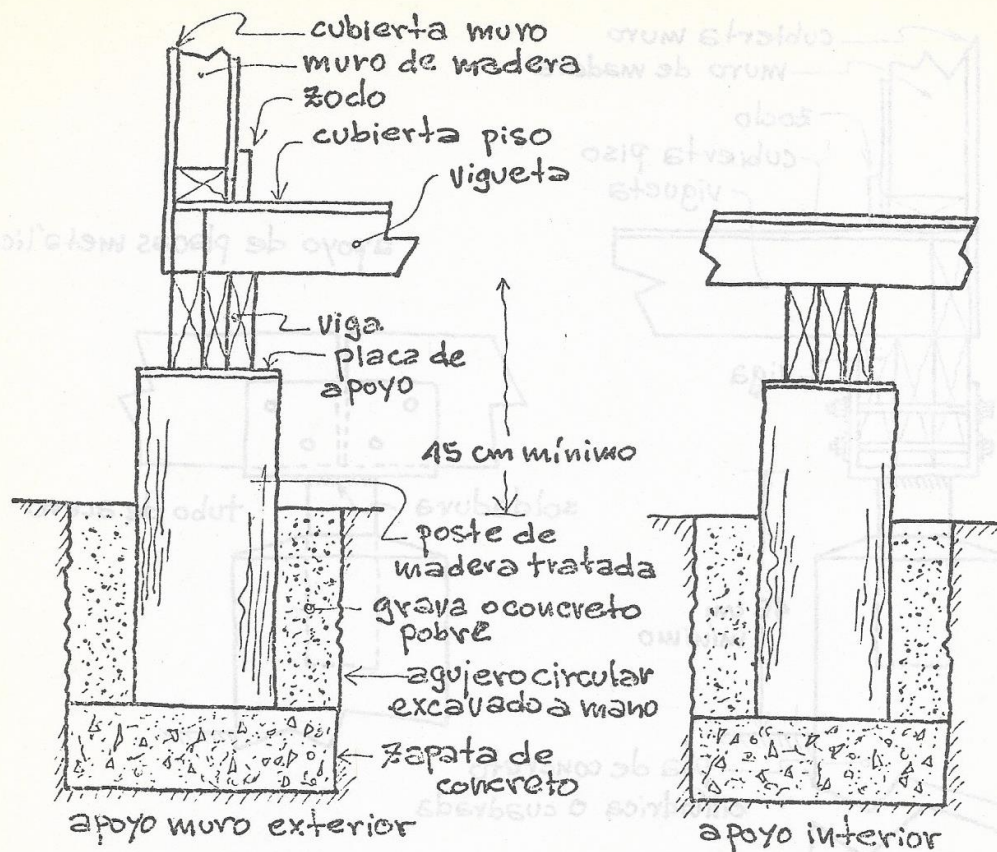


FIGURA 14.15 Cimentación con postes cortos de madera

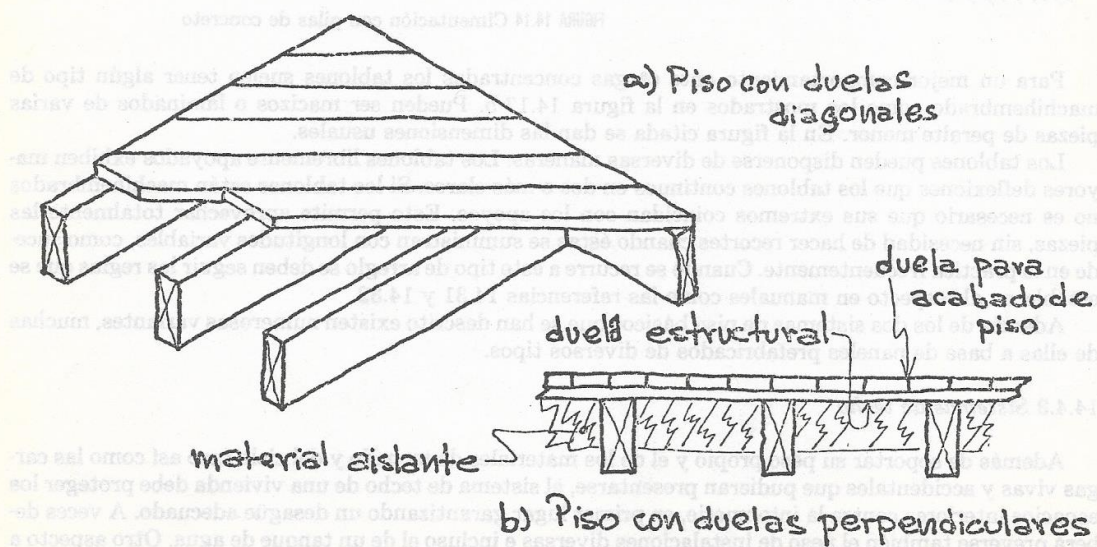
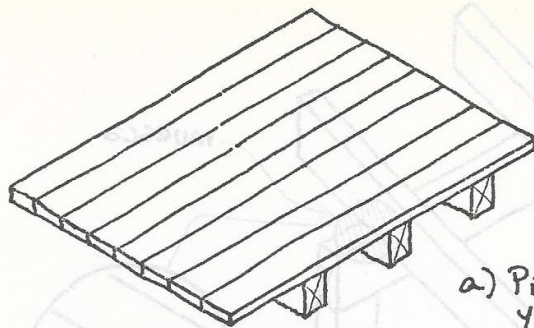
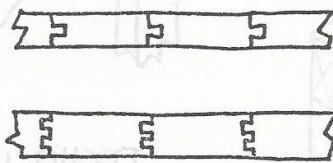


FIGURA 14.16 Pisos de viguetas y duelas



a) Piso de vigas y tablones

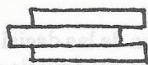
tablones
macizos



$\left\{ \begin{array}{l} 5 \times 15 \text{ cm (2} \times 6 \text{ pulg)} \\ 5 \times 20 \text{ cm (2} \times 8 \text{ pulg)} \end{array} \right.$

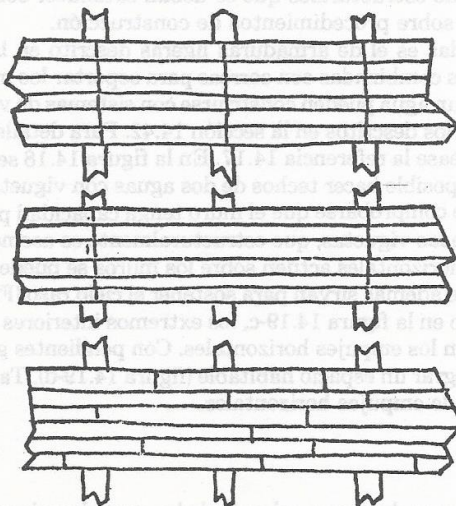
$\left\{ \begin{array}{l} 7.5 \times 15 \text{ cm (3} \times 6 \text{ pulg)} \\ 10 \times 15 \text{ cm (4} \times 6 \text{ pulg)} \end{array} \right.$

tablones
laminados



Peraltes de 7.5 cm a 12.5 cm
Anchos de 15 cm a 25 cm

b) Tipos de tablones



Tablones libremente
apoyados

Tablones continuos
en dos claros

Tablones de longitud
diferentes dis-
puestos aleatoria-
mente

c) Arreglos usuales

FIGURA 14.17 Piso de vigas y tablones

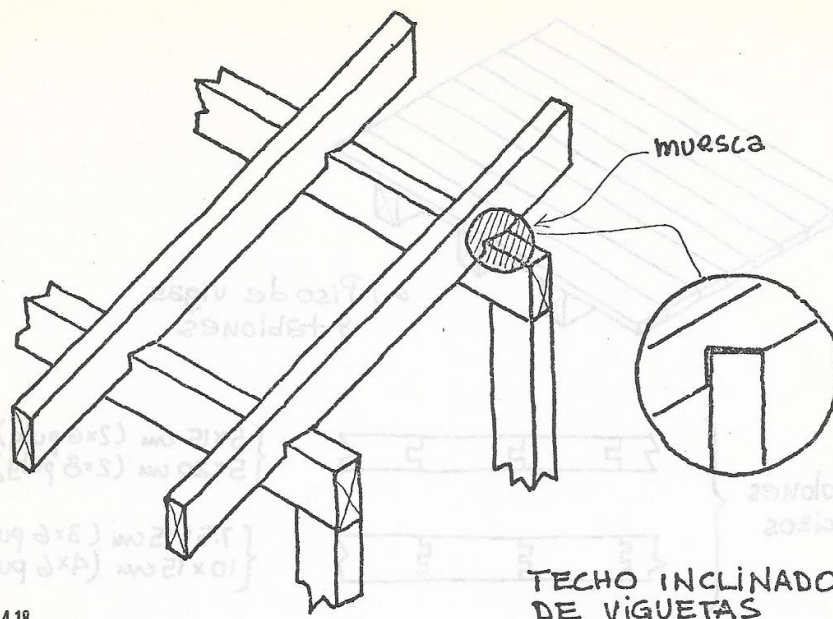


FIGURA 14.18

La elección del tipo y la forma del sistema de techo es una de las decisiones de mayor importancia en el diseño de una vivienda. Influye en ella la forma de la planta del edificio y la distribución de los espacios interiores, el tipo de los materiales de la techumbre y del cielo raso, las condiciones climatológicas y el efecto visual deseado. Las alternativas a las que puede recurrir el proyectista son múltiples. Se mencionarán aquí brevemente sólo algunas de las más comunes. Para mayor información sobre detalles de construcción, materiales de techumbre y los requisitos no estructurales que se deban satisfacer consúltense las referencias 14.1, 14.4 y 14.17 o cualquier texto sobre procedimientos de construcción.

Quizá el sistema de techo más usado en viviendas es el de armaduras ligeras descrito en la sección 13.2.7. Menos frecuentes son los techos de armaduras combinadas con correas para soportar los materiales de techado. Los techos planos así como los techos de un agua pueden construirse con sistemas de viguetas a separaciones pequeñas o de vigas con tablones como los descritos en la sección 14.42. Para detalles de apoyos sobre los muros, techos con voladizos y otros, véase la referencia 14.17. En la figura 14.18 se muestra un techo de un agua a base de viguetas. También es posible hacer techos de dos aguas con viguetas. En situaciones como la mostrada en la figura 14.19-a debe comprobarse que el muro tenga capacidad para resistir las componentes horizontales de las reacciones de las viguetas, que estructuralmente se asemejan a un arco triarticulado. Para evitar que las componentes horizontales actúen sobre los muros se pueden utilizar viguetas horizontales que resistan estas fuerzas y que además sirvan para sostener el cielo raso (Fig. 14.19-b). Cuando existe un muro de carga intermedio, como en la figura 14.19-c, los extremos interiores de las viguetas pueden apoyarse sobre él, con lo cual se evitan los empujes horizontales. Con pendientes grandes y utilizando una pieza horizontal de amarre se puede lograr un espacio habitable (figura 14.19-d). También en este caso es necesario tomar en cuenta la presencia de empujes horizontales.

14.4.3 Sistemas de muros

Al igual que en los techos en el diseño de los sistemas de muros, además de las consideraciones estructurales, intervienen otros aspectos: deben ser duraderos y estéticamente aceptables, contribuir a mantener un ambiente interno grato con un mínimo de consumo de energía, evitar la entrada del agua de lluvia, disponer de una razonable resistencia a los incendios y contar con suficiente aislamiento acústico. A veces también debe preverse espacio para instalaciones diversas. En un diseño adecuado es necesario conciliar todos estos requisitos, que a veces pueden tener implicaciones contrapuestas.

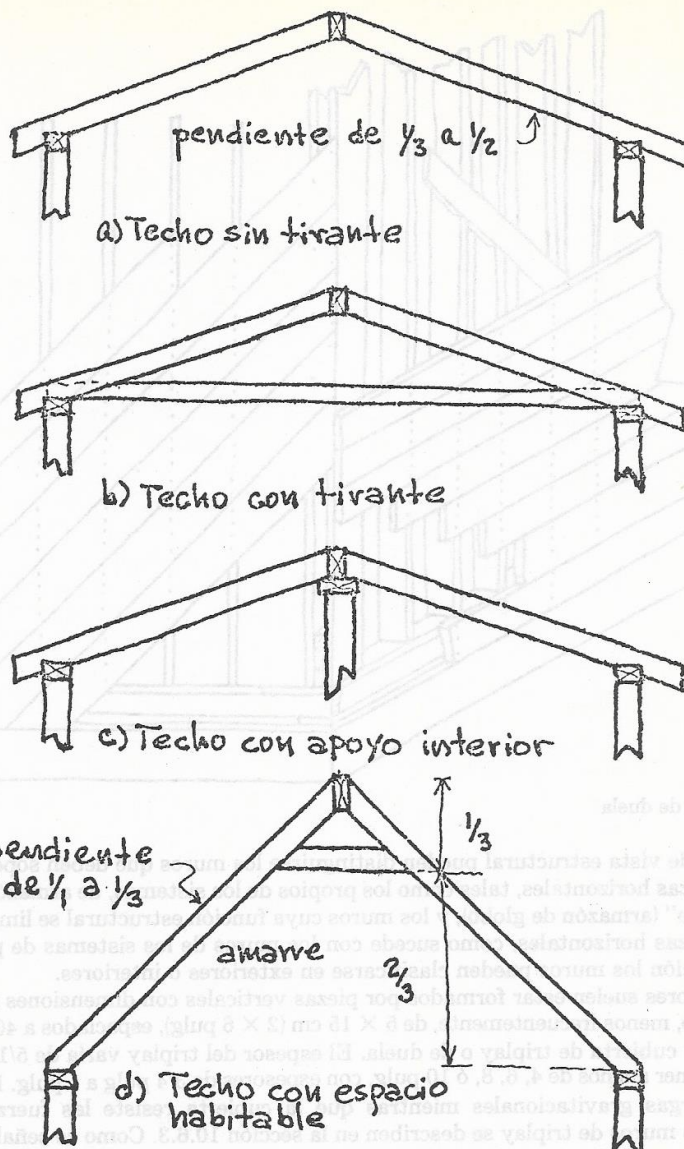


FIGURA 14.19 Techos de dos aguas con viguetas

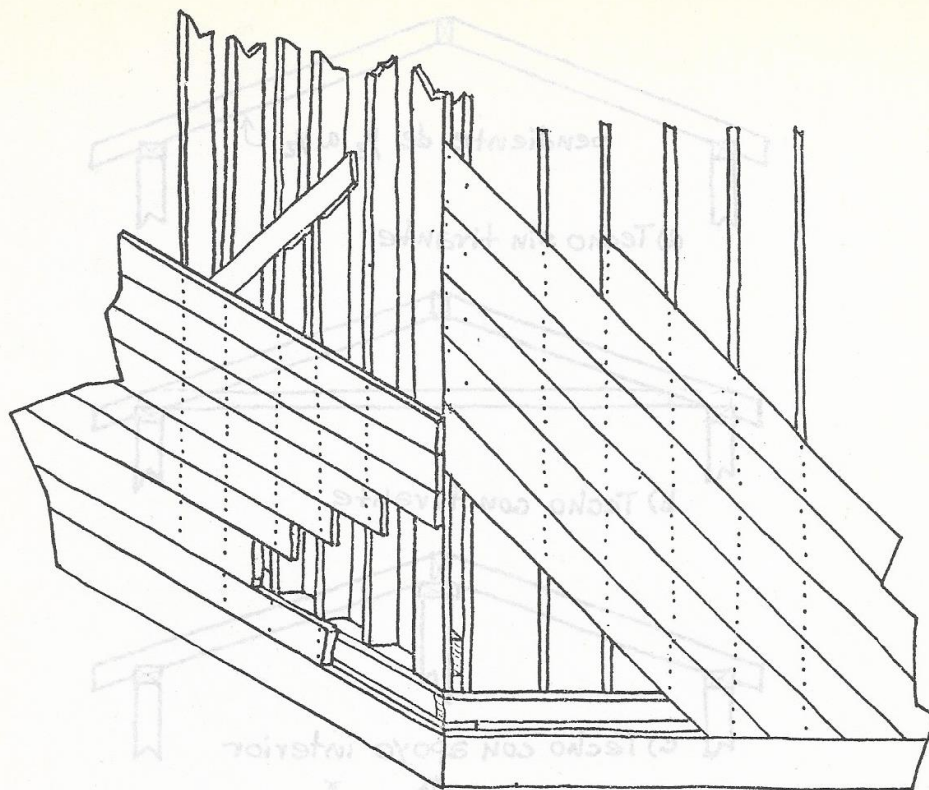


FIGURA 14.20 Muros de duela

Desde un punto de vista estructural pueden distinguirse los muros que deben soportar tanto cargas verticales como fuerzas horizontales, tales como los propios de los sistemas, de armazón tipo plataforma o tipo "balloon frame" (armazón de globo), y los muros cuya función estructural se limita a proporcionar rigidez ante las fuerzas horizontales, como sucede con los muros de los sistemas de poste y dintel. En cuanto a su localización los muros pueden clasificarse en exteriores o interiores.

Los muros exteriores suelen estar formados por piezas verticales con dimensiones nominales de 5×10 cm (2×4 pulg) o, menos frecuentemente, de 5×15 cm (2×6 pulg), espaciados a 40 cm (16 pulg) o 60 cm (24 pulg) con una cubierta de triplay o de duela. El espesor del triplay varía de 5/16 pulg a 1/2 pulg. Las duelas pueden tener anchos de 4, 6, 8, ó 10 pulg, con espesores de 3/4 pulg a 1 pulg. Las piezas verticales soportan las cargas gravitacionales mientras que la cubierta resiste las fuerzas laterales. Las características de los muros de triplay se describen en la sección 10.6.3. Como se señaló en esta sección, estos muros exhiben un excelente comportamiento ante fuerzas horizontales. Los muros con cubierta de duela también tienen un comportamiento adecuado si las duelas se colocan a 45° respecto a las piezas verticales. Las duelas horizontales son más fáciles de colocar que las duelas diagonales, pero su resistencia a las fuerzas laterales es menos satisfactoria. En la figura 14.20 se muestran las dos formas de colocar las duelas. Para contar con suficiente rigidez cuando se utilizan duelas horizontales, deben colocarse piezas diagonales en la forma indicada en esta figura.

En los muros deben preverse huecos para ventanas y puertas. En la figura 14.21 se ilustra una manera de formar estos huecos.

Cuando la vivienda está expuesta a fuerzas horizontales de importancia es necesario que los muros estén adecuadamente anclados a la cimentación. En la figura 14.22 se muestra un detalle de anclaje típico.

Además de los elementos estructurales que se han descrito los muros deben contar con otros elementos para poder cumplir con las funciones que deben desempeñar. Existe una gran diversidad de alternati-

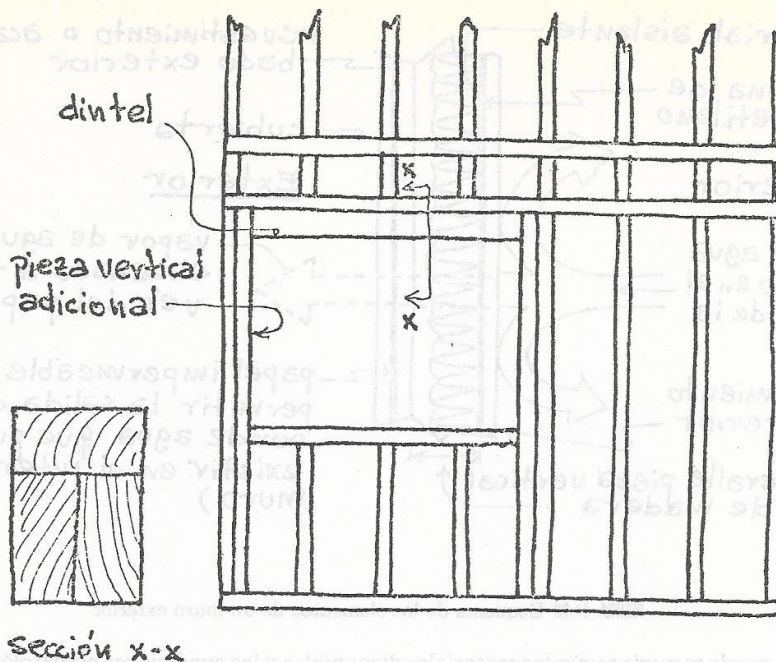


FIGURA 14.21 Detalle de un hueco en un muro de madera

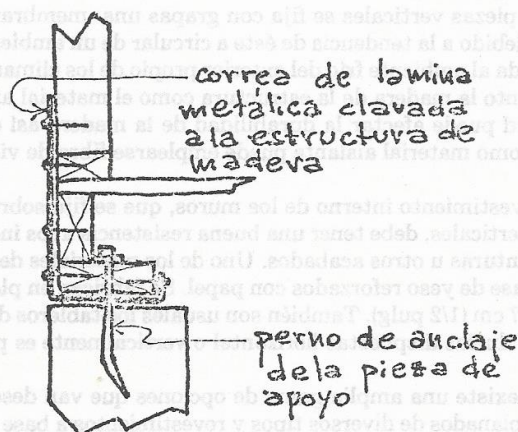


FIGURA 14.22 Anclaje de muro con correas metálicas

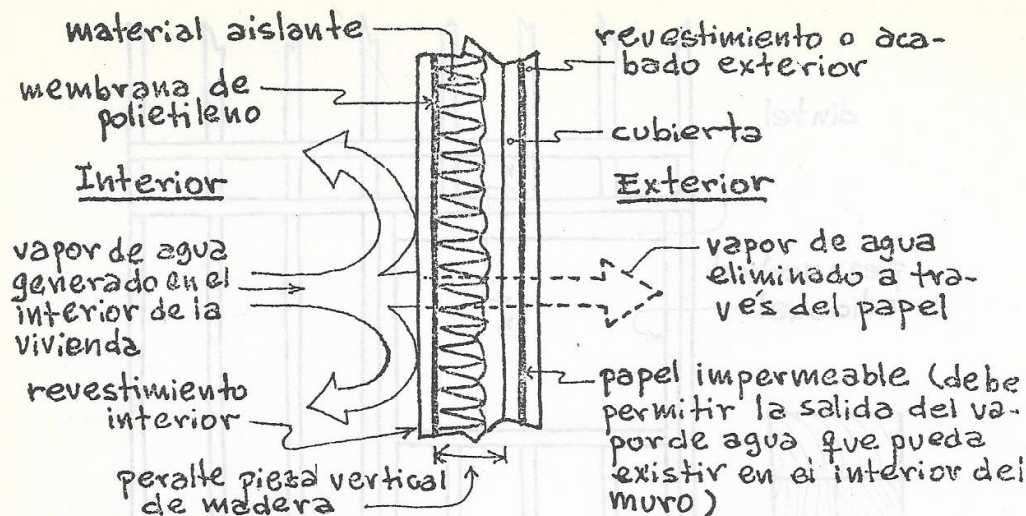


FIGURA 14.23 Esquema de los elementos de un muro exterior

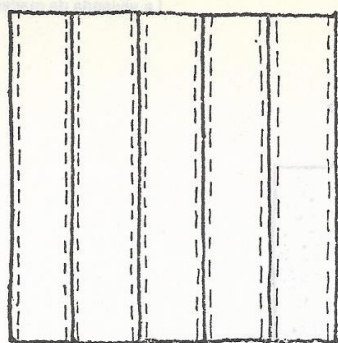
vas a las que se puede recurrir según los materiales disponibles y las condiciones climatológicas del lugar. En la figura 14.23 se muestra una variante típica de un muro exterior, apropiada para un clima templado.

Sobre la cara exterior de la cubierta de duela o triplay se coloca una capa de papel especial que tiene varias funciones: protege a la vivienda contra la intemperie en una etapa temprana de la construcción, proporciona una segunda línea de defensa contra la penetración de la lluvia a través del revestimiento exterior y permite la eliminación del vapor que pueda atravesar la membrana protectora interior o que proceda de la madera de los elementos estructurales. Para realizar estas funciones adecuadamente el papel debe impedir el paso del agua pero permitir el paso del vapor de agua. En la referencia 14.33 se dan especificaciones típicas para papel de esta clase.

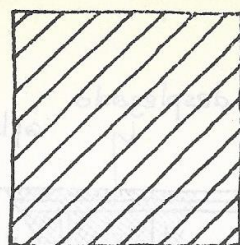
Sobre el canto interior de las piezas verticales se fija con grapas una membrana de polietileno para evitar el paso del vapor de agua debido a la tendencia de éste a circular de un ambiente cálido como el que existe en el interior de una vivienda al ambiente frío del exterior propio de los climas templados. Esta medida se requiere para proteger tanto la madera de la estructura como el material aislante colocado entre las piezas verticales. La humedad puede afectar la durabilidad de la madera así como las propiedades aislantes del material aislante. Como material aislante puede emplearse fibra de vidrio, poliestireno o algún otro semejante.

El material para el forro o revestimiento interno de los muros, que se fija sobre la membrana de polietileno clavándolo a las piezas verticales, debe tener una buena resistencia a los incendios y una superficie que admita la aplicación de pinturas u otros acabados. Uno de los materiales de uso más común es alguna variante de los tableros a base de yeso reforzados con papel. Se fabrican en placas de 120 x 240 cm (4 x 8 pies) con un espesor de 1.27 cm (1/2 pulg). También son usuales los tableros de fibra o de partículas descritos en la sección 4.5.2. Con duelas dispuestas horizontal o verticalmente es posible obtener acabados de gran atractivo.

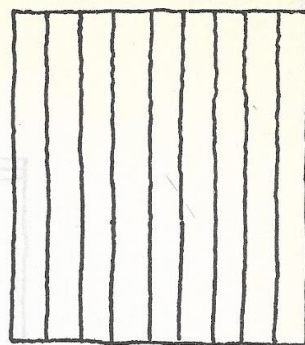
Para los acabados exteriores existe una amplia gama de opciones que van desde distintas combinaciones de duelas o triplay hasta aplanados de diversos tipos y revestimientos a base de piezas pequeñas de materiales plásticos, asfálticos o de asbesto-cemento, con formas variables. Algunas de las alternativas comunes se muestran en la figura 14.24. También es posible usar revestimiento a base de algún tipo de aplanado de estuco en la forma indicada en la figura 14.25. A veces se emplea como revestimiento un muro de ladrillo, que queda separado del muro de madera por un espacio hueco con un ancho mínimo de 2.5 cm. Este hueco mejora la capacidad para aislamiento térmico del sistema. En la figura 14.26 se muestra un esquema de un muro de este tipo.



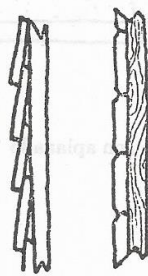
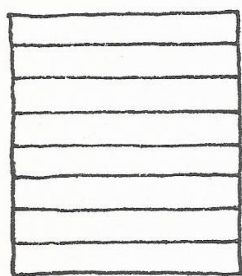
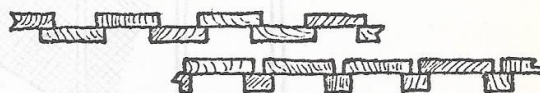
a) Triplay con listones coincidentes con las piezas verticales del muro.



b) Duelas diagonales.



c) Duelas verticales



e) Tejamanil

f) Piezas pequeñas de materiales plásticos o asfálticos

d) Duelas horizontales

FIGURA 14.24 Tipos de revestimientos exteriores

En sus aspectos estructurales los muros interiores son semejantes a los exteriores. Sin embargo no es necesario incorporar el papel impermeable especial, ni la lámina de polietileno. Tampoco es imprescindible el material para aislamiento térmico, aunque puede convenir para mejorar el aislamiento acústico. Si no se requiere que el muro tenga resistencia a las fuerzas horizontales basta revestir ambas caras con cualquiera de los materiales mencionados en relación con el revestimiento interno de los muros exteriores.

Para los diversos aspectos del diseño de muros véanse las referencias 14.1, 14.4, 14.12, 14.14, 14.17, 14.18 y 14.34 a 14.36.

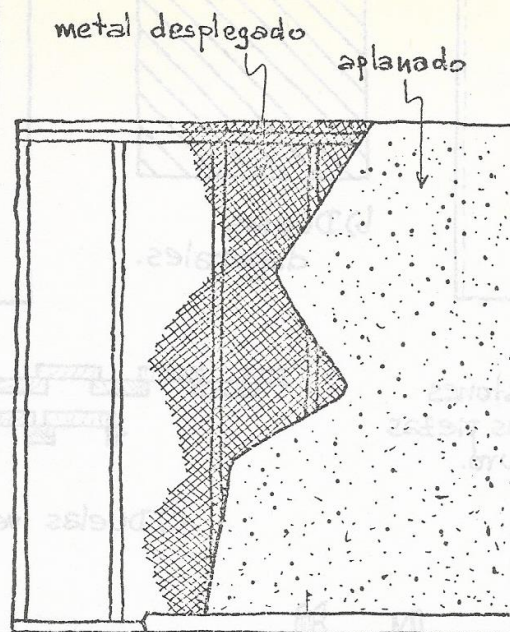


FIGURA 14.25 Revestimiento con aplanado

14.5 METODOS DE PRODUCCION

La producción de viviendas de madera puede realizarse por distintos procedimientos que van desde la autoconstrucción hasta sistemas de prefabricación en gran escala con un alto grado de automatización. Entre estos extremos se encuentran la construcción artesanal, a cargo de pequeños empresarios, y la construcción convencional realizada por empresas con volúmenes de producción importantes. Por su interés particular la autoconstrucción de vivienda de madera se trata independientemente en el inciso siguiente.

En los Estados Unidos, Canadá y Europa una parte importante de las viviendas de madera se construye por métodos convencionales; es decir, la mayor parte de los trabajos se lleva a cabo en el lugar mismo de la obra. Sin embargo los sistemas a base de prefabricación han adquirido considerable importancia en los últimos años debido principalmente al ahorro de mano de obra que su uso implica, consideración de importancia en los países altamente industrializados. En lo que se refiere a costos, no parece que la prefabricación haya logrado ventajas importantes respecto a otros métodos de producción (14.27). No obstante esto, en los países escandinavos, Inglaterra y los Estados Unidos es bastante común por la escasez o el alto costo de la mano de obra. En los países escandinavos las viviendas prefabricadas son un importante producto de exportación.

Se suelen distinguir dos modalidades fundamentales de la prefabricación; los sistemas cerrados y los sistemas abiertos.

En los sistemas cerrados se producen viviendas completas. Un ejemplo extremo de este tipo son las "viviendas móviles" ("mobile homes") que tanto éxito han tenido en los Estados Unidos durante los últimos años. Los fabricantes de este tipo de vivienda producen viviendas terminadas que pueden transportarse por carretera e instalarse en terrenos alquilados. El propietario puede transportar su vivienda a una nueva localidad si desea cambiar de residencia. El costo notablemente bajo de estas viviendas parece deberse a que no están sujetas a las normas que suelen regir la construcción de viviendas permanentes. Por

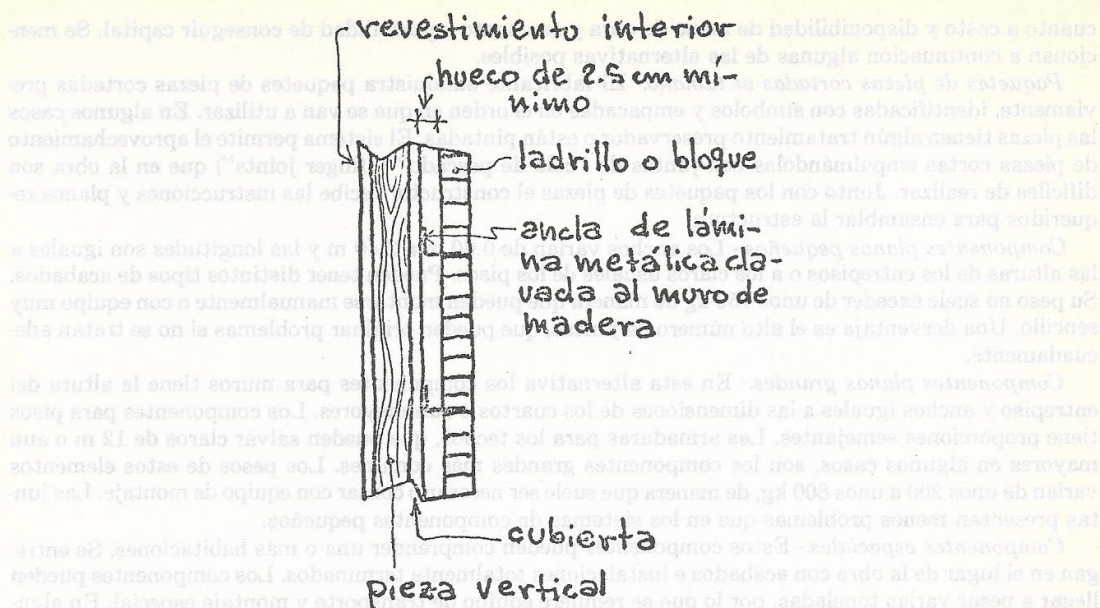


FIG. 14.26 REVESTIMIENTO DE LADRILLO

desgracia los núcleos de población donde se concentran viviendas móviles de este tipo tienen un aspecto improvisado poco atractivo.

Por su flexibilidad y porque pueden implementarse con un nivel bajo de industrialización, los sistemas abiertos parecen los más apropiados para países en vías de desarrollo. En estos sistemas los productores fabrican componentes modulados que pueden combinarse de diversas maneras. El usuario puede escoger componentes de productores diferentes y combinarlos en la forma que le resulte más apropiada, incluso dentro de una contrucción en que una parte sea de tipo convencional. Así puede adquirir paneles para los muros de un productor, las ventanas de otro, y las armaduras para techo de un tercero, para incorporar estos elementos a la vivienda que pretende construir.

Para facilitar el empleo de sistemas abiertos de prefabricación puede ser útil la adopción de algún sistema de coordinación modular de tal manera que los componentes de los distintos productores sean intercambiables. Para lograr esto las medidas de los componentes y las dimensiones generales de la vivienda se escogen de manera que sean múltiplos de un módulo básico. La National Forest Products Association de los Estados Unidos, por ejemplo, recomienda un módulo de 4 pulg. En Europa son comunes módulos básicos de 10 ó 30 cm. En estructuras en que se emplea triplay o algún otro tipo de panel es aconsejable modular las dimensiones de acuerdo con el ancho de las láminas, que suele ser de 120 cm (4 pies), con el fin de evitar recortes que impliquen desperdicios. En este caso para el espaciado de los elementos estructurales se tomaría algún submódulo de 120 cm (4 pies), por ejemplo, 30 cm (12 pulg), 40 cm (16 pulg), o 60 cm (24 pulg). Según algunos especialistas la adopción de un sistema de coordinación modular en la construcción puede lograr un ahorro en mano de obra del orden de 25 por ciento. Esta estimación, quizá optimista, esta condicionada a que exista una norma racional, aceptada y respetada por proyectistas y constructores. Para información sobre coordinación modular consúltense las referencias 14.37 a 14.42.

La prefabricación puede realizarse con distintos niveles. Cuanto mayor el grado de prefabricación mayor será la inversión requerida para planta y equipo y mayor será el costo del transporte y montaje de los productos. Evidentemente la labor a realizar en la obra disminuye cuanto mayor sea la proporción de la vivienda fabricada en planta. El nivel conveniente de prefabricación depende de las condiciones locales en

cuanto a costo y disponibilidad de mano de obra y en cuanto a posibilidad de conseguir capital. Se mencionan a continuación algunas de las alternativas posibles.

Paquetes de piezas cortadas al tamaño.- El fabricante suministra paquetes de piezas cortadas previamente, identificadas con símbolos y empacadas en el orden en que se van a utilizar. En algunos casos las piezas tienen algún tratamiento preservador o están pintadas. El sistema permite el aprovechamiento de piezas cortas empalmándolas con juntas de "cola de pescado" ("finger joints") que en la obra son difíciles de realizar. Junto con los paquetes de piezas el constructor recibe las instrucciones y planos requeridos para ensamblar la estructura.

Componentes planos pequeños.- Los anchos varían de 0.60 m a 2.40 m y las longitudes son iguales a las alturas de los entrepisos o a los claros usuales de los pisos. Pueden tener distintos tipos de acabados. Su peso no suele exceder de unos 150 kg de manera que pueden montarse manualmente o con equipo muy sencillo. Una desventaja es el alto número de juntas, que pueden originar problemas si no se tratan adecuadamente.

Componentes planos grandes.- En esta alternativa los componentes para muros tienen la altura del entrepiso y anchos iguales a las dimensiones de los cuartos o aun mayores. Los componentes para pisos tienen proporciones semejantes. Las armaduras para los techos, que pueden salvar claros de 12 m o aun mayores en algunos casos, son los componentes grandes más comunes. Los pesos de estos elementos varían de unos 200 a unos 800 kg, de manera que suele ser necesario contar con equipo de montaje. Las juntas presentan menos problemas que en los sistemas de componentes pequeños.

Componentes espaciales.- Estos componentes pueden comprender una o más habitaciones. Se entregan en el lugar de la obra con acabados e instalaciones totalmente terminados. Los componentes pueden llegar a pesar varias toneladas, por lo que se requiere equipo de transporte y montaje especial. En algunos casos como el de las viviendas móviles ("mobile homes") de los Estados Unidos mencionadas anteriormente, se producen viviendas completas que se transportan por carretera, en una o dos partes, sobre plataformas de remolque especiales.

Combinaciones diversas.- Las alternativas de prefabricación que se han reseñado pueden combinarse de diversas formas entre sí y con otros sistemas de construcción. Así es posible construir los muros y el piso por procedimientos convencionales y utilizar armaduras prefabricadas para el techo. Para muchas de estas combinaciones es ventajoso contar con componentes prefabricados, tales como ventanas, puertas, escaleras y closets, que complementen los de los muros, pisos y techos.

14.6 LA VIVIENDA DE INTERÉS SOCIAL Y LA AUTOCONSTRUCCIÓN

La experiencia de los años recientes en América Latina ha indicado que no parece posible satisfacer las necesidades de vivienda de la población de recursos mínimos (quizá la cuarta parte de la población total) por los métodos convencionales de construcción ni por sistemas a base de industrialización masiva (14.43). De hecho la mayor parte de las viviendas de los habitantes de los asentamientos espontáneos y de las zonas rurales del Tercer Mundo es construida por los propios usuarios, que con frecuencia exhiben gran creatividad y capacidad de organización (14.44). Un dato interesante es que en los Estados Unidos mismos aproximadamente el 12 por ciento de las viviendas son construidas con una importante participación directa del propietario (14.45), consiguiéndose ahorros que van del 20 por ciento al 50 por ciento del costo de viviendas construidas por contratistas (14.46).

Parece claro, entonces, que cualquier programa de acciones encaminadas a resolver los problemas de vivienda deberá contemplar, como uno de sus aspectos principales, el apoyo a la autoconstrucción, promoviendo la participación activa de los usuarios. Así lo reconocieron las recomendaciones formuladas por "Habitat", la conferencia de las Naciones Unidas sobre asentamientos humanos celebrada en Vancouver en 1976 (14.44). En una de estas recomendaciones se sugería "proporcionar asistencia técnica y financiera, incluido el acceso a la financiación a largo plazo, a los hogares de ingresos bajos, para aumentar la participación popular, la autoayuda y otros medios de autosuficiencia".

La autoconstrucción puede adoptar diversas modalidades que van desde la totalmente espontánea hasta la dirigida, que recibe algún tipo de apoyo (14.47). El apoyo puede consistir en financiamiento, asistencia técnica o el suministro de materiales y de componentes prefabricados. Algunos especialistas han sugerido que puede ser útil la fabricación masiva, con un alto grado de industrialización, de un número re-

lativamente reducido de componentes diferentes, estandarizados y sencillos, que puedan combinarse en una gran variedad de formas. Los componentes deben ser ligeros, baratos y fáciles de manejar y ensamblar. Para lograr el máximo beneficio de un enfoque de este tipo los componentes deberán fabricarse de acuerdo con un sistema de coordinación modular.

Otras acciones útiles son la optimización del uso de los materiales locales, la búsqueda de formas de aprovechar los desechos industriales y agrícolas, la promoción de cooperativas para adquisición de materiales y de redes de información sobre servicios diversos, y la elaboración de manuales sencillos con información básica sobre procedimientos de construcción.

Evidentemente la autoconstrucción no es la única estrategia disponible para resolver los problemas de la vivienda. Sin embargo, las ventajas que ofrece hacen que sea una de las más prometedoras. Logra la participación activa de los usuarios en el proceso de creación de vivienda, permite aprovechar recursos humanos y materiales que en otros sistemas no se consideran y reduce a un mínimo la intervención de intermediarios.

Las características particulares de la madera la hacen especialmente apropiada para sistemas de autoconstrucción. Gracias a la ligereza de las piezas y componentes de madera no se necesita equipo pesado. La elaboración de elementos estructurales es sencilla y puede llevarse a cabo con herramientas económicas y fáciles de operar. La vivienda terminada puede fácilmente adaptarse o ampliarse a medida que lo exijan las necesidades del usuario y sus recursos lo permitan.

14.7 PERSPECTIVAS DE LA VIVIENDA DE MADERA EN MEXICO

14.7.1 Observaciones generales

Como se indicó en la sección 3.7.2, en la época de la Colonia e incluso en el siglo pasado la madera desempeñó un papel de alguna importancia en la construcción de viviendas. Sin embargo, desde la introducción del concreto, el acero, las láminas de asbesto-cemento y otros materiales, la tradición de la construcción con madera se ha ido perdiendo de tal manera que hoy son escasos los artesanos, técnicos y profesionistas preparados para obtener el máximo provecho de este material en la producción de viviendas.

El hecho de que los sistemas tradicionales hayan caído en desuso constituye en cierta forma una ventaja ya que no será necesario vencer prejuicios y prácticas arbitrarias que pudieran obstaculizar el desarrollo de sistemas de vivienda basados en la experimentación y la aplicación de principios científicos de manera que se garantice el aprovechamiento racional de la madera. Aunque las enseñanzas derivadas de las experiencias de otros países pueden ser útiles en el desarrollo de sistemas de vivienda apropiados para las condiciones de nuestro medio, se debe evitar caer en la imitación. Los sistemas que se adopten deben responder a nuestras necesidades y recursos, buscando estilos originales propios que estén correlacionados con las condiciones climatológicas de las diferentes regiones (14.48). Sistemas que han operado adecuadamente en países desarrollados suelen fracasar al ser exportados a países en vías de desarrollo porque no se tuvieron en cuenta los aspectos culturales de la vivienda ni los recursos humanos y materiales disponibles (14.45).

No parece aconsejable intentar la imposición masiva de la madera como solución al problema de la vivienda. La aceptación de la madera deberá ser un proceso gradual que tenga en cuenta el actual rechazo a este material. Así tienen especial interés las soluciones mixtas de mampostería y madera como las descritas en la sección 14.3.5, que no implican un alejamiento total de los sistemas tradicionalmente aceptados. Este enfoque ha sido recomendado por especialistas como Blomquist y otros (14.2, 14.26, 14.49). Como norma general no debe olvidarse que al diseñar viviendas deben considerarse, además de los aspectos técnicos y productivos, los requisitos del usuario y de la sociedad.

14.7.2 Algunos aspectos particulares

Procedimientos de construcción

Los sistemas estructurales que se desarrollen deben ser tales que su construcción pueda descomponerse en una serie de tareas sencillas que puedan ser realizadas por personal poco capacitado.

Industrialización, prefabricación y coordinación modular

La industrialización a una escala moderada puede contribuir eficazmente a resolver los problemas de la vivienda. Las plantas de prefabricación con un alto nivel de industrialización son poco aconsejables por las fuertes inversiones requeridas, los problemas de organización y administración que implican y las incertidumbres en cuanto a la continuidad de la demanda. En lugar de plantas que proporcionen viviendas enteras parece preferible tender a industrias con un nivel de tecnología intermedio que produzcan componentes, sencillos y baratos, que puedan combinarse dentro de sistemas abiertos como los descritos en la sección 14.5. El componente de aplicación más inmediata es sin duda la armadura, que es fácil de producir y se presta a combinaciones con muros de mampostería. La fabricación de puertas y ventanas apropiadas también debe tener prioridad ya que puede contribuir a simplificar algunas de las tareas que presentan más dificultades al autoconstruir. No parece recomendable iniciar la producción de paneles "sandwich" como los mencionados en la sección 10.6.7, que requieren instalaciones relativamente costosas, mientras no haya una mayor aceptación de la madera. Como regla general se debe procurar que la industrialización de la construcción de vivienda se haga en forma gradual; las acciones masivas, en gran escala y sin experiencias previas adecuadas, son peligrosas.

Como se indicó en la sección 14.5, para obtener el máximo provecho de los sistemas abiertos de prefabricación tanto los componentes como las estructuras deben proyectarse de acuerdo con algún sistema de coordinación modular. Esto supone la necesidad de establecer alguna norma al respecto. En las primeras etapas se debe procurar que estas normas sean sencillas y que se puedan aplicar con cierta flexibilidad. Para que la coordinación modular tenga éxito se requerirá una importante labor de educación de profesionistas, técnicos y operarios.

Reglamentos

Es necesario contar con normas y reglamentos. Sin embargo estos reglamentos deben ser sencillos de aplicar y realistas, evitando las restricciones excesivas. Parece aconsejable contar con normas de requisitos de comportamiento ("performance standards" en la terminología inglesa) en las que se procure indicar qué comportamiento deben exhibir los elementos estructurales y las viviendas en su conjunto. Estas normas abarcarían no solamente los requisitos estructurales sino también aspectos tales como el aislamiento térmico y acústico y la resistencia a organismos destructores y a la humedad. Un aspecto que amerita especial atención es el de la seguridad contra incendios. En las referencias 14.50 y 14.51 se describen las características de normas de este tipo.

Existe ya en México un primer intento de normar la vivienda de madera que ha sido formulado por el Banco de México (14.52).

Seguridad contra incendios

La desconfianza de las instituciones públicas y de los usuarios particulares respecto a la seguridad que ofrecen las viviendas de madera ante el riesgo de incendios es uno de los factores que más ha contribuido al escaso éxito de esta alternativa para la solución de los problemas habitacionales. Hace falta llevar a cabo una campaña de educación, que, sin menospreciar los peligros del fuego para la madera, los ponga en una perspectiva realista en relación con los correspondientes a otros materiales. Como se mencionó en la sección 6.6, existen técnicas que pueden reducir considerablemente los riesgos de incendios. Estas técnicas deben darse a conocer ampliamente y su bondad debe comprobarse por medio de programas experimentales apropiados, que proporcionen información sobre la resistencia al fuego de los elementos y sistemas estructurales que se vayan desarrollando.

Materiales

Como pudo apreciarse en el capítulo 4, la gama de materiales disponibles en México para la construcción de viviendas de madera es todavía bastante reducida. Se reseñan a continuación algunas necesidades inmediatas que convendría cubrir a la brevedad posible.

En particular se nota la escasez de piezas de madera de dimensiones estándar, debidamente secadas, acabadas y tratadas. En los Estados Unidos y Canadá las piezas empleadas en la construcción de viviendas suelen tener un grosor nominal de dos pulg. Parece recomendable adoptar un valor de este orden. Los peraltes deben variar de unos 10 cm a unos 25 cm. Es importante investigar qué especies son apropiadas para la construcción de viviendas teniendo en cuenta la facilidad de secado, la facilidad de clavado, la facilidad con que admiten tratamiento y las existencias disponibles. También de interés es el estudio de formas de aprovechar maderas de baja calidad y dimensiones pequeñas en aquellos elementos de la vivienda que no tengan un papel estructural esencial.

El triplay puede tener múltiples aplicaciones en la vivienda. Por desgracia la información sobre la durabilidad y las propiedades mecánicas de la madera contrachapada fabricada en el país es escasa. El conocimiento de estas propiedades es necesario si se quiere aprovechar plenamente las cualidades estructurales de esta modalidad de la madera. El desarrollo de métodos para producir triplay de bajo costo con propiedades adecuadas comprobadas es una de las medidas que más contribuiría al logro de sistemas económicos de construcción de viviendas de madera. Consideraciones semejantes son también aplicables a otros tipos de tableros o paneles como los mencionados en la sección 4.5.

Los clavos son los elementos de unión más importantes en la construcción de casas de madera. En la actualidad los clavos comúnmente fabricados en el país son los llamados clavos "estándar" de caña lisa. Sería deseable contar con clavos con tratamientos de la superficie que mejoren la resistencia a la extracción y clavos especiales para maderas duras como los mencionados en la sección 7.3.1. También puede ser útil desarrollar elementos ligeros de unión a base de placas como los descritos en las secciones 7.6 y 7.8.

La importancia de disponer de materiales preservadores eficientes y económicos fue comentado en la sección 6.3.4.

En un programa racional de desarrollo de la vivienda de madera parecería recomendable dar prioridad a los aspectos citados. La producción de materiales y de productos más especializados y difíciles de fabricar podría postergarse a una etapa en que se disponga de estos elementos básicos y se cuente con una tecnología más desarrollada que la actual.

14.7.3 Posibles tendencias de la vivienda de madera en México

Se hacen a continuación algunos comentarios sobre las posibles formas en que puede evolucionar el uso de la madera en la construcción de viviendas en México. Se han considerado tres modalidades de vivienda que difieren entre sí tanto por sus características como por el proceso mediante el cual se construyen: la vivienda de lujo, la vivienda convencional construida por contratistas con un grado variable de industrialización y la vivienda autoconstruida.

Vivienda de lujo

Una forma de propiciar el prestigio de la construcción con madera es la promoción de viviendas de tipo residencial o vacacional. Las características principales de esta vivienda son que cada proyecto es individual y que su construcción es esencialmente de tipo artesanal. Este es un campo en que los proyectistas pueden aprovechar las cualidades arquitectónicas de la madera apoyándose en los usos tradicionales o buscando formas originales. Un recurso interesante por los claros que permite y por la diversidad de formas posibles es la madera laminada encolada. La búsqueda de combinaciones de madera y mampostería en las que se aprovechen las cualidades estéticas de ambos materiales también puede conducir a diseños de gran atractivo.

Para impulsar este tipo de construcción es importante que los arquitectos, que con frecuencia son los que determinan la elección de un sistema estructural, se familiaricen con los aspectos básicos de la tecnología de la madera a fin de vencer la desconfianza tan extendida respecto a las propiedades de este material. El adiestramiento de obreros y técnicos medios es otra medida necesaria.

Vivienda construida en gran escala por métodos convencionales

Se considera aquí la vivienda construida en gran escala por contratistas tanto para programas habitacionales oficiales como para la venta directa a particulares. El procedimiento de construcción empleado

puede variar desde métodos artesanales con una alta proporción de mano de obra, hasta métodos industrializados a base de alguna modalidad de prefabricación.

En México las experiencias con la aplicación masiva de vivienda han sido limitadas. Algunas empresas ofrecen viviendas con proyectos estándar utilizando componentes prefabricados de dimensiones pequeñas para los muros y el techo. Los sistemas utilizados parecen estar inspirados en las técnicas de los Estados Unidos y Canadá.

El desarrollo de sistemas propios que respondan a los recursos y características de nuestro medio y que sean producto de los técnicos y profesionistas del país es esencial. Debe procederse de manera gradual empezando por sistemas sencillos que puedan construirse con personal poco calificado y que se ajusten en el mayor grado posible a los conceptos tradicionales de la vivienda. La imposición masiva de soluciones radicalmente distintas de las comúnmente aceptadas por los usuarios es difícil y peligrosa. Por ello, como ya se indicó en otro lugar, en una primera etapa son de especial interés los sistemas mixtos de mampostería y madera, que no implican un alejamiento total de los sistemas tradicionales.

Evidentemente la posibilidad de recurrir a algún tipo de prefabricación debe estudiarse. Sin embargo conviene proceder con prudencia. Es aconsejable evitar inversiones grandes en equipo importado con un alto grado de mecanización y automatización y dar preferencia a plantas sencillas adaptadas a las características de la mano de obra y materiales disponibles. Estas plantas se deben proyectar y construir con un mínimo de tecnología importada. Aunque en un principio esto suponga el tener que vencer muchas dificultades, los beneficios de desarrollar una tecnología nacional son claras. A medida que se vaya contando con el nivel tecnológico y los recursos adecuados se podrían ir estableciendo sistemas cada vez más industrializados.

Los componentes y sistemas producidos inicialmente deben ser fáciles de fabricar y montar. Como se indicó en la sección 14.3.5 una de las alternativas de mayor interés inmediato son los sistemas mixtos de muros de mampostería con techos de armaduras. Estos sistemas se han utilizado con éxito en la India donde se han elaborado series de proyectos estándar de armaduras para viviendas. (Véase la sección 13.2.2.)

Para propiciar el uso de la madera como material alternativo en la construcción de viviendas y buscar sistemas adaptados a las condiciones de nuestro medio es conveniente promover programas piloto a escala moderada, a través de los cuales se puedan ensayar diversos sistemas de construcción que permitan estudiar las actitudes y necesidades de los usuarios y obtener información sobre el comportamiento de las estructuras propuestas así como sobre su costo. Como complemento de estos estudios debe contarse con un sistema de retroalimentación por medio del cual puedan procesarse las experiencias que se vayan obteniendo a lo largo del tiempo con las diferentes alternativas ensayadas.

Para llevar a cabo los proyectos piloto conviene escoger zonas donde la densidad de población no sea muy alta, con lo cual se reducen los riesgos de incendio. Los centros de población nuevos como Lázaro Cárdenas y los que están surgiendo en las regiones petrolíferas parecen muy apropiados para estos primeros programas experimentales. Otras poblaciones convenientes son las de las regiones fronterizas del Norte donde los posibles usuarios están más familiarizados con la vivienda de madera por la proximidad con los Estados Unidos.

Proyectos pilotos como los descritos podrían estar a cargo de instituciones o empresas públicas. Las experiencias obtenidas con los proyectos piloto llevadas a cabo con apoyo oficial pueden servir de estímulo a la realización por la iniciativa privada de proyectos semejantes.

Vivienda autoconstruida

La importancia que puede tener la autoconstrucción en la solución de los problemas habitacionales fue comentada en términos generales en la sección 14.6, junto con las ventajas que ofrece la madera para esta forma de crear viviendas. En efecto en México la autoconstrucción espontánea es el procedimiento mediante el cual la mayor parte de la población de escasos recursos resuelve su problema de vivienda: el costo de la llamada vivienda económica ofrecida en los programas de las instituciones oficiales está fuera del alcance de las personas de bajos ingresos o sin empleo fijo que no tienen acceso a las fuentes usuales de crédito.

Es conveniente distinguir entre la autoconstrucción rural y la urbana.

La mayor parte de la vivienda campesina ha sido construida con alguna participación de los usuarios.

Los sistemas utilizados son sistemas tradicionales fuertemente arraigados. En algunas regiones como Michoacán y las serranías de Puebla la madera desempeña un papel de alguna importancia. La forma en que se utiliza varía considerablemente según la región de acuerdo con las características de las maderas disponibles, el clima y los organismos destructores locales. En muchos casos las aplicaciones estructurales reflejan la experiencia acumulada de generaciones y difícilmente pueden mejorarse. La imposición de formas de utilizar la madera que se aparten radicalmente de estos usos tradicionales con seguridad está condenada al fracaso. Sin embargo es probable que un análisis de estos sistemas de construcción pueda conducir a mejoras basadas en la aplicación de tecnologías modernas sobre todo en lo que se refiere al uso de sustancias preservadoras y de elementos de unión. Un aspecto que en algunas regiones constituye un problema es el uso de sistemas de construcción en que elementos importantes están en contacto con el suelo, lo que puede afectar su durabilidad seriamente. En resumen, en las zonas rurales el apoyo a la autoconstrucción debe basarse en estudios que tengan en cuenta las diferencias regionales y que conduzcan a medidas que reconozcan la bondad de los métodos tradicionales y busquen el mejoramiento gradual de estos sistemas. Por otra parte el tipo de apoyo que más requiere el autoconstructor rural quizá sea el relacionado con las instalaciones sanitarias y eléctricas, y el financiamiento para la adquisición de los materiales de construcción que necesite.

Puede suponerse que los habitantes de las zonas marginadas de los centros urbanos están más abiertos a alternativas de construcción innovadoras que la población rural. Sin embargo, también aquí es importante evitar las soluciones impuestas y buscar la participación de los usuarios en la búsqueda de los sistemas de autoconstrucción que mejor respondan a sus gustos, necesidades y recursos. El apoyo a la construcción urbana, en lo que se refiere a posibles aplicaciones de la madera, puede consistir en proporcionar proyectos sencillos en que intervenga este material, elaborar manuales, prestar asesoramiento, organizar programas de capacitación y suministrar componentes prefabricados fáciles de integrar dentro de cualquier tipo de construcción. Entre los componentes que más podrían contribuir a simplificar la autoconstrucción pueden mencionarse las armaduras para techo, las puertas y las ventanas. Para las armaduras para techo pueden considerarse varias alternativas: proporcionar armaduras completas, armaduras en dos partes para armar en el lugar de la obra, piezas precortadas que el usuario uniría en la obra con placas de unión metálicas o de madera contrachapada, o simplemente planos con instructivos apropiados que permitan al usuario construir las armaduras que requiera aprovechando el material de que disponga, sea nuevo o de desperdicio. La conveniencia de promover el empleo de sistemas de coordinación modular no carece de atractivo; sin embargo, las dificultades de aplicar estos sistemas en un medio sin la preparación adecuada pueden ser considerables.

Una iniciativa reciente de la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas que parece prometedora es la creación de los Parques de Materiales y Apoyo a la Autoconstrucción (14.53). En estos parques se ofrece a los autoconstructores asesoramiento y cursos de capacitación en procedimientos de construcción, información sobre alternativas estructurales diversas y facilidades de crédito para la adquisición de materiales. Se contempla también la posibilidad de establecer talleres donde los usuarios puedan fabricar componentes para sus viviendas con equipo y asesoramiento proporcionado por el parque. La producción de componentes de madera parecería una actividad muy propia de estos talleres. Otra actividad útil podría ser la construcción de viviendas experimentales, adecuadamente localizadas, de manera que los posibles futuros usuarios pudieran apreciar de una manera directa los recursos que ofrece la madera.

REFERENCIAS

14. 1 National Building Agency and Timber Research and Development Association, "Manual of Timber Frame Housing: A Simplified Method", *The Construction Press*, Lancaster, Inglaterra, 1980.
14. 2 "Fomento en el uso de la madera en la vivienda", *Subsecretaría Forestal y de la Fauna, Secretaría de Agricultura y de Ganadería*, México, D.F., marzo, 1975.
14. 3 "Primer Seminario Nacional sobre Construcción y Prefabricación de Viviendas con Madera", *Cámara Nacional de las Industrias Derivadas de la Silvicultura*, México, D.F., 1972.
14. 4 L.O. Anderson, "How to Build a Wood-Frame House", *Dover Publications*, Nueva York, 1973.
14. 5 L.O. Anderson, "Low-Cost Wood Homes for Rural America: Construction Manual", *Agriculture Handbook* No. 364, *U.S. Department of Agriculture Forest Service*, Washington, D.C., 1969.

- 14.6 L.O. Anderson, "Wood Frame House Construction", Agriculture Handbook No. 73, *U.S. Department of Agriculture Forest Service*, Washington, D.C., 1969.
- 14.7 L.O. Anderson, "Guides to Improved Frame Walls for Houses", Research Paper FPL 31, *Forest Products Laboratory, U.S. Department of Agriculture*, Madison, Wisconsin, 1965.
- 14.8 L.O. Anderson, "Development of an Improved System of Wood-Frame House Construction", Research Paper FPL 47, *Forest Products Laboratory, U.S. Department of Agriculture*, Madison, Wisconsin, 1965.
- 14.9 L.O. Anderson, "Construction of Nu-Frame Research House", Research Paper FPL 88, *Forest Products Laboratory, U.S. Department of Agriculture*, Madison, Wisconsin, 1968.
- 14.10 L.O. Anderson y H. F. Zornig, "Designs for Low-Cost Wood Homes", *U.S. Department of Agriculture Forest Service*, Washington, D.C.
- 14.11 L.O. Anderson y W.R. Smith, "Houses can resist hurricanes", Research Paper FPL 234, *Forest Products Laboratory, U.S. Department of Agriculture*, Madison, Wisconsin, 1974.
- 14.12 S. Clark, "Designing and Building Your Own House Your Own Way", *Houghton Mifflin*, Boston, 1978.
- 14.13 E.G. Stern, "Novel wood foundation framing system", Bulletin No. 82, *Wood Research and Wood Construction Laboratory, Virginia Polytechnic Institute and State University*, Blacksburg, Virginia, 1969.
- 14.14 "Plywood Building System for Low-Income and Moderate Income Housing", *American Plywood Association*, Tacoma, Washington, 1970.
- 14.15 "Manual of Lumber and Plywood Saving Techniques for Residential and Light-Frame Construction", *National Association of Home Builders, Research Foundation*, Rockville, Maryland, 1973.
- 14.16 D. Patterson, "Pole Building Design", *American Wood Preservers Institute*, Washington, D.C., 1969.
- 14.17 Ching, F.D.K., "Building Construction Illustrated", *Van Nostrand Reinhold*, Nueva York, 1975.
- 14.18 D.E. Breyer, "Design of Wood Structures", *McGraw-Hill*, Nueva York, 1980.
- 14.19 "Timber frame housing: structural recommendations", *Timber Research and Development Association*, High Wycombe, Inglaterra, 1981.
- 14.20 T. Benson, "Building the Timber Frame House", *Scribner's Sons*, Nueva York, 1980.
- 14.21 "Plank-Beam Framing for Residential Building", Wood Construction Data No. 4, *National Lumber Manufacturers' Association*, Washington, D.C., 1970.
- 14.22 S. Elliott y E. Wallis, "The Timber Framing Book", *Housesmiths Press*, York, Me., 1977.
- 14.23 "Pole House Construction", *Federal Housing Administration, U.S. Department of Housing and Urban Development*, Washington, D.C., 1969.
- 14.24 R.N. Bournon y W. G. Keating, "Designs for pole frame building", Forest Products Technical Note No. 7, *Division of Forest Products, Commonwealth Scientific and Industrial Research Organization*, South Melbourne, Australia, 1971.
- 14.25 D. Merrilees y E. Loveday, "Low-Cost Building Construction", *Garden Way Publishing*, Charlotte, Vermont, 1975.
- 14.26 R.F. Blomquist, "Timber Framed Construction for Tropical Climates", ID/W.G. 49/2, ponencia presentada en la World Consultation on the Use of Wood in Housing, Vancouver, B.C., 1971. *United Nations Industrial Development Organization*
- 14.27 S.K. Suddarth, "Research Needs in Light Frame Construction", *Purdue University*, Lafayette, Indiana, 1973.
- 14.28 V.K. Kumar, "Industrialized Foundations for Low-Rise Light-Weight Buildings", *Wood Research and Wood Construction Laboratory, Virginia Polytechnic Institute*, Blacksburg, Va., Mayo 1972.
- 14.29 "Wood Structures: A Design Guide and Commentary", *American Society of Civil Engineers*, Nueva York, 1975.
- 14.30 N.H. Kloot y K.P. Schuster, "Load Distribution in Wooden Floors Subjected to Concentrated Loads", Division of Forest Products Technological Paper No. 29, *Commonwealth Scientific and Industrial Research Organization - Australia*, Melbourne, 1963.
- 14.31 American Institute of Timber Construction, "Timber Construction manual", 2a edición, *Wiley*, Nueva York, 1974.
- 14.32 E. C. Ozelton y J.A. Baird, "Timber Designers' Manual", *Crosby Lockwood Staples*, Londres, 1976.
- 14.33 BS 4016: 1972, "Specifications for Building Papers (breather type)", *British Standards Institutions*, Londres, 1972.
- 14.34 "Timber frame construction—a guide to platform frame", *Council of Forest Industries of British Columbia*, Londres, 1972.
- 14.35 "Principles of Timber Framed Construction", *The Swedish-Finnish Timber Council*, Retford, Notts., Inglaterra, 1979.
- 14.36 "Timber Stud Walls of Sweding Redwood and White-wood", *The Swedish Timber Council*, Retford, Notts., Inglaterra, 1976.
- 14.37 "Coordinación modular en la construcción", publicación ST/SOA/62, *Naciones Unidas*, Nueva York, 1966.

- 14.38 T. Schmid y C. Testa, "Systems Building", *Artemis*, Zurich, 1969.
- 14.39 International Standards I SO 1006: "Modular Coordination, basic module, M = 100 mm", *International Organization for Standardization*, Ginebra, 1971.
- 14.40 International Standard I SO 1006: "Modular Coordination, basic module, M = 100 mm", *International Organization for Standardization*, Ginebra.
- 14.41 International Standard I SO 1040: "Modular Coordination: multimodular for horizontal coordinating dimensions", *International Organization for Standardization*, Ginebra.
- 14.42 International Standard I SO 2848: "Modular Coordination principles and rules", *International Organization for Standardization*, Ginebra.
- 14.43 I.D. Terner, "Lessons from Failure, a Housing Innovation Agenda", *Industrialization Forum*, Vol. 3, No. 2, diciembre 1972.
- 14.44 "Informe de Habitat: Conferencia de las Naciones Unidas sobre Asentamientos Humanos", Vancouver, 31 de mayo al 11 de junio de 1976, *Naciones Unidas*, Nueva York, 1976.
- 14.45 P. Murray y N. Cross (editores), "The Future of Shelter", *The Open University Press*, Milton Keynes, Inglaterra, 1975.
- 14.46 J.F.C. Turner y R. Fichter (editores), "Freedom to Build", *Macmillan*, Londres, 1972.
- 14.47 "Aided self-help housing: its history and potential", *U.S. Department of Housing and Urban Development, Office of International Affairs*, Washington, D.C. mayo 1976.
- 14.48 O. McKelligan Ruiz, "La vivienda en el desarrollo urbano", ponencia presentada en el coloquio sobre problemas del Desarrollo Urbano organizado por la *Secretaría de la Presidencia, México, D.F.*, Noviembre. 1976.
- 14.49 "Roofing in Developing Countries", *National academy of Sciences, National Research Council*, Washington, D.C. 1974.
- 14.50 J.D. Wright, "Performance Criteria in Building", *Scientific American*, marzo 1971.
- 14.51 E.P. Holland y W.D. Cromartie, "ACI 318 - A Performance Code" *Journal of the American Concrete Institute*, septiembre. 1977.
- 14.52 FOVI, Banco de México, "Normas de carácter técnico para viviendas de interés social con estructuras de madera", *Boletín No. 1 del Consejo Nacional de la Madera en la Construcción, A.C.*, México, 15 de mayo de 1979.
- 14.53 "Parques de materiales y apoyo a la autoconstrucción", *Dirección General de Tecnología para la Autoconstrucción, Subsecretaría de Bienes Inmuebles y Obras Urbanas, Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas, México, D.F.*, septiembre. 1978.
- 14.54 "House Building Basics", *American Plywood Association*, Tacoma, Washington, 1956.

- 1438 T. Schmid y C. Testa, "Systems Building", Artemis, Zurich, 1969.
- 1439 International Standards ISO 1008: "Modular Coordination, basic module M = 100 mm", International Organization for Standardization, Geneva, 1971.
- 1440 International Standard ISO 1008: "Modular Coordination, basic module, M = 100 mm", International Organization for Standardization, Geneva.
- 1441 International Standard ISO 1040: "Modular Coordination, multimodular for horizontal coordination", International Organization for Standardization, Geneva.
- 1442 International Standard ISO 2848: "Modular Coordination principles and rules", International Organization for Standardization, Geneva.
- 1443 L.A. Turner, "Lessons from Failure, a Housing Innovation Agenda", Industrialization Forum, Vol. 3, No. 2, December 1972.
- 1444 "Informe de la Misión Conjunta de las Naciones Unidas sobre Asentamientos Humanos", Vancouver, 31 de mayo al 11 de junio de 1976, Naciones Unidas, Nueva York, 1976.
- 1445 P. Murray y N. Cross (editores), "The Future of Shelter", The Open University Press, Milton Keynes, Inglaterra, 1976.
- 1446 J. E. C. Turner y J. E. C. Turner, "Aided self-help housing", Office of International Affairs, La vivienda en el futuro, presentada en el coloquio sobre problemas del Desarrollo Urbano, México, D.F., Noviembre 1976.
- 1447 "Housing in Developing Countries", National Research Council, Washington, D.C., 1974.
- 1448 J.D. Wright, "Performance Criteria in Building", The American Concrete Institute, marzo 1971.
- 1449 E. R. Holland y W.D. Cronkite, "ACI 318 - A Performance Code", Journal of the American Concrete Institute, septiembre 1977.
- 1450 EOV, Banco de México, "Notas de carácter técnico para viviendas de interés social con estructuras de madera", Boletín No. 1 del Consejo Nacional de la Madera en la Construcción, A.C., México, 15 de mayo de 1979.
- 1451 "Partes de materiales y apoyo a la autoconstrucción", Dirección General de Tecnología para la Autocorrección, Subsecretaría de Bienes Inmuebles y Obras Urbanas, Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas, México, D.F., septiembre 1978.
- 1452 "Housing Building Basics", American Plywood Association, Tacoma, Washington, 1968.

ESTA OBRA SE TERMINO DE IMPRIMIR EL DIA 1 DE JUNIO DE 1983
EN LOS TALLERES DE PROGRAMAS EDUCATIVOS,
S. A. DE C. V. CHABACANO 65, LOCAL A
MEXICO 8, D. F.

LA EDICION CONSTA DE 3,000 EJEMPLARES
Y SOBANTES PARA REPOSICION

KE - 543 - 85

Esta obra es una introducción práctica y sencilla al uso de la madera en la construcción de estructuras. Expone los aspectos fundamentales de las propiedades de la madera y del comportamiento y dimensionamiento de los elementos estructurales básicos contruidos con este material, incluyendo algunas nociones sobre la madera laminada-encolada y la madera contrachapada. También trata el dimensionamiento de uniones con los medios de unión más comunes. Además, partiendo de un bosquejo histórico de los usos de la madera, se presentan algunas consideraciones generales sobre sus diversas aplicaciones estructurales en la actualidad, con énfasis en la construcción de vivienda.

La obra incluye numerosos ejemplos presentados con detalle y acompañados de comentarios que ilustran la aplicación de los principios de dimensionamiento. En su desarrollo se han seguido, a título ilustrativo, las recomendaciones del Reglamento del Distrito Federal de México, aunque fácilmente pueden adaptarse a las normas vigentes en otros países. Se ha incluido abundantes referencias para el lector que desee profundizar en determinado tema.

El texto es asequible para quien tiene conocimientos básicos de estática y de mecánica de materiales. Puede utilizarse como complemento de los cursos de diseño estructural que se imparten en las carreras de Ingeniería Civil y Arquitectura. Para los arquitectos e ingenieros, en ejercicio de su profesión, sin experiencia previa en el diseño de estructuras de madera y que deseen ampliar sus conocimientos en este tema, es de utilidad como una primera orientación.

ISBN 968 - 18 - 1447 - 9